

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Maurício Birkan Azevedo

**MISTURAS SOLOS-AGENTES CIMENTANTES-FIBRA:
APLICAÇÃO DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO PARA
OBTENÇÃO DE PARÂMETROS DE PROJETO**

Porto Alegre
dezembro 2015

MAURÍCIO BIRKAN AZEVEDO

**MISTURAS SOLOS-AGENTES CIMENTANTES-FIBRA:
APLICAÇÃO DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO PARA
OBTENÇÃO DE PARÂMETROS DE PROJETO**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Lucas Festugato

Porto Alegre
dezembro 2015

MAURÍCIO BIRKAN AZEVEDO

**MISTURAS SOLOS-AGENTES CIMENTANTES-FIBRA:
APLICAÇÃO DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO PARA
OBTENÇÃO DE PARÂMETROS DE PROJETO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pelo Coordenador da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, dezembro de 2015

Prof. Lucas Festugato
Dr. pelo PPGEC/UFRGS
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Lucas Festugato
Dr. pelo PPGEC/UFRGS

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph. D. pela Concordia University, Canadá

Jorge Hernán Flórez Gálvez
Msc. pelo PPGEC/UFRGS

Aos meus pais, Claudio e Tânia, que nunca mediram esforços para me ajudar a realizar meus sonhos.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à minha família pelo apoio incondicional ao longo de todos esses anos, em especial aos meus pais Claudio e Tânia, pelos ensinamentos, exemplo de pessoas e profissionais e pelo amor doado ao longo de toda minha vida.

Agradeço a todos meus amigos (de Carazinho, Porto Alegre, Dundee) com quem compartilhei ótimos momentos, mas que também me apoiaram nos momentos difíceis.

Agradeço ao Prof. Lucas Festugato pelo auxílio ao longo de todo esse ano, tirando minhas dúvidas e me ajudando a realizar o trabalho.

Agradeço à Prof. Carin Maria Schmitt pelos ensinamentos essenciais para a realização desse trabalho.

Agradeço aos colegas de trabalho no meu estágio na Azambuja Engenharia e Geotecnia, com quem aprendi muito ao longo desse último ano e me ajudaram a me interessar ainda mais pela área da Geotecnia. Também estendo o agradecimento para colegas em estágios anteriores realizados ao longo do curso.

Agradeço aos colegas de laboratório do Legg que me ajudaram a realizar os procedimentos necessários para execução desse trabalho.

Agradeço à UFRGS e todos os grandes professores que tive nessa caminhada que me ajudaram a me tornar Engenheiro Civil por essa renomada universidade.

Se A é o sucesso, então A é igual a X mais Y mais Z. O trabalho é X; Y é o lazer; e Z é manter a boca fechada.

Albert Einstein

RESUMO

O presente trabalho versa sobre a comparação e correlação entre ensaios de compressão simples e compressão diametral com ensaios de compressão triaxial para a determinação de parâmetros de projeto (coesão efetiva e ângulo de atrito interno efetivo) de solos estabilizados com agentes cimentantes e melhorados com fibra de polipropileno. Os agentes cimentantes avaliados são: cimento Portland de alta resistência inicial (CP-V-ARI) e cal hidratada. Já a fibra de polipropileno é utilizada na proporção de 0,5%. Dessa forma, buscou-se determinar uma correlação entre esses ensaios, estudando a influência da porosidade e da quantidade de agente cimentante, de forma a poder determinar parâmetros preliminares de projeto de maneira mais simples, conforme a abordagem realizada por Consoli (2014). A teoria de Consoli (2014) considera a razão entre a resistência à tração e a resistência à compressão simples de uma mistura como sendo constante, sendo o ângulo de atrito interno efetivo diretamente relacionado a esse valor, enquanto a coesão efetiva é diretamente relacionada ao valor da resistência à compressão simples e da razão entre resistência à tração e a resistência à compressão. Esse estudo se justifica devido ao fato do ensaio de compressão triaxial ser um ensaio mais caro, demorado e de maior dificuldade de execução, se comparado aos outros dois. O presente trabalho aborda três diferentes misturas e realiza o estudo sobre essas correlações para todas elas, sendo estas: solo residual de arenito Botucatu-cimento Portland-fibra de polipropileno, areia de Osório-cimento Portland-fibra de polipropileno e caulim-cal-fibra de polipropileno. Para a realização do estudo e a verificação das correlações, foram realizados ensaios de compressão simples, diametral e triaxial adensado drenado, assim como utilizados alguns dados disponíveis na literatura. Ao final do trabalho verificou-se que a abordagem de Consoli (2014) mostrou-se eficiente comparada à tradicional abordagem de envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb para obtenção de parâmetros de projeto e resistência ao cisalhamento, uma vez que apresenta uma boa aproximação de valores em relação à teoria clássica de Mohr-Coulomb. O estudo se limita às dosagens analisadas para as referentes misturas, porém é de grande aplicabilidade para projetos de estabilização de solos nas regiões onde são encontrados.

Palavras-chave: estabilização de solos, fibra de polipropileno, ensaio triaxial.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas de pesquisa	21
Figura 2 – Dosagem de cal pelo método ICL	26
Figura 3 – Variação da resistência à compressão simples pela porcentagem de cal para tempo de cura de 90 dias	27
Figura 4 – Variação da resistência à tração para diferentes porcentagens de cimento adicionadas à mistura e diferentes valores de índice de vazios	30
Figura 5 – Variação da resistência à compressão simples para diferentes porcentagens de cimento adicionadas à mistura e diferentes valores de índice de vazios	30
Figura 6 – Variação da resistência à compressão em função de diferentes porcentagens de cimento adicionadas à mistura com diferentes valores de massa específica aparente seca	31
Figura 7 – Variação da resistência à compressão simples com a porosidade para tempo de cura de 90 dias e diferentes teor de cal	35
Figura 8 – Variação da resistência à compressão simples com a relação porosidade/concentração de cal para tempo de cura de 28 dias e diferentes valores de teor de umidade	36
Figura 9 – Variação da resistência à compressão simples com a razão volume total de vazios/volume de cal para tempo de cura de 28 dias	38
Figura 10 – Variação da resistência à compressão simples com a razão porosidade/teor volumétrico de cal para tempo de cura de 28 dias	38
Figura 11 – Variação da resistência à compressão simples com a razão porosidade/teor volumétrico de cimento	40
Figura 12 – Variação da resistência à tração com a razão porosidade/teor volumétrico de cimento	41
Figura 13 – Variação da resistência à compressão simples com a razão porosidade/teor volumétrico de cimento	41
Figura 14 – Variação da resistência à compressão simples para diferentes tempos de cura	43

Figura 15 – Teoria de ruptura de Mohr-Coulomb	47
Figura 16 – Amostra do solo residual de arenito Botucatu utilizado na pesquisa	51
Figura 17 – Amostra da areia de Osório utilizada na pesquisa	52
Figura 18 – Caulim Rosa	53
Figura 19 – Fibras de polipropileno de 24 mm de comprimento e 0,023 mm de diâmetro antes de serem desfiadas	55
Figura 20 – Fibras de polipropileno de 24 mm de comprimento de 0,023 mm de diâmetro após serem desfiadas	56
Figura 21 – Materiais separados para a mistura de solo residual de arenito Botucatu	58
Figura 22 – Molde metálico tripartido desmontado	59
Figura 23 – Molde metálico tripartido montado	59
Figura 24 – Corpo de prova da mistura de areia de Osório sendo pesado e armazenado em saco plástico	61
Figura 25 – Corpos de prova da mistura de areia de Osório durante processo de saturação	62
Figura 26 – Ensaio de resistência à compressão simples em um corpo de prova da mistura de arenito Botucatu	64
Figura 27 – Ensaio de resistência à compressão diametral em um corpo de prova da mistura de areia de Osório	64
Figura 28 – Equipamento de ensaio de resistência à compressão triaxial	65
Figura 29 – Detalhe ensaio triaxial	67
Figura 30 – Corpo de prova de solo residual de arenito Botucatu após cisalhamento por compressão triaxial	69
Figura 31 – Envolvória de resistência de Mohr-Coulomb a partir da abordagem de Consoli (2014) para ensaios de compressão não confinada	71
Figura 32 – Círculos de Mohr dos ensaios triaxiais da mistura de solo residual de arenito Botucatu	75
Figura 33 – Comparativo entre teoria de Mohr-Coulomb e Consoli (2014) para a mistura solo residual de arenito Botucatu-cimento Portland-fibra de polipropileno	77
Figura 34 – Comparativo entre teoria de Mohr-Coulomb e Consoli (2014) para a mistura areia de Osório-cimento Portland-fibra de polipropileno	81
Figura 35 – Círculos de Mohr e envolvória de Griffith da mistura de caulim realizada por Sachetti (2012)	83
Figura 36 – Comparativo entre teoria de Mohr-Coulomb e Consoli (2014) para a mistura caulim-cal-fibra de polipropileno	85

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Resumo dos ensaios realizados e trabalhos utilizados como fonte de dados	48
---	----

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros de projeto residuais obtidos em laboratório	33
Tabela 2 – Propriedades físicas do solo residual de arenito Botucatu	50
Tabela 3 – Propriedades físicas da areia de Osório	52
Tabela 4 – Propriedades físicas do Caulim	53
Tabela 5 – Propriedades físicas da cal	54
Tabela 6 – Resultados da tensão desvio máxima dos ensaios triaxiais da mistura de solo residual de arenito Botucatu	75
Tabela 7 – Valores comparativos de parâmetros de resistência entre teorias de Mohr-Coulomb e Consoli (2014) para a mistura de solo residual de arenito Botucatu-Cimento Portland-fibra de polipropileno	77
Tabela 8 – Valores de entrada na equação da análise de regressão múltipla de Consoli et al. (2009)	79
Tabela 9 – Resultados da tensão desvio máxima dos ensaios triaxiais obtidos da análise de regressão múltipla de Consoli et al. (2009)	79
Tabela 10 – Valores comparativos de parâmetros de resistência entre teorias de Mohr-Coulomb e Consoli (2014) para a mistura areia de Osório-cimento Portland-fibra de polipropileno	81
Tabela 11 – Resultados da tensão desvio máxima dos ensaios triaxiais da mistura de caulim realizada por Sachetti (2012)	83
Tabela 12 – Valores comparativos de parâmetros de resistência entre teorias de Mohr-Coulomb e Consoli (2014) para a mistura caulim-cal-fibra de polipropileno ...	85

LISTA DE SÍMBOLOS

C_a – teor de cal em relação à massa de solo seco (%)

C – teor de cimento em relação à massa de solo seco (%)

C_{av} – teor volumétrico de cal (%)

C_{iv} – teor volumétrico de cimento (%)

e – índice de vazios

q_u – resistência à compressão simples (kPa)

q_t – resistência à tração (kPa)

ξ – razão entre resistência à tração e resistência à compressão simples

pH – potencial hidrogeniônico

R^2 – coeficiente de determinação

V_{ca} – volume total de cal (m³)

V_{ci} – volume total de cimento (m³)

V_v – volume total de vazios (m³)

η – porosidade (%)

ω – teor de umidade (%)

γ_d – massa específica aparente seca (g/cm³)

σ' – tensão normal efetiva (kPa)

σ'_f – tensão normal efetiva na ruptura (kPa)

σ – tensão normal (kPa)

σ_1' – tensão efetiva principal maior (kPa)

σ_3' – tensão efetiva principal menor (kPa)

σ_c' – tensão normal de compressão simples (kPa)

σ_t' – tensão normal de compressão diametral (kPa)

u – pressão neutra (kPa)

c' – coesão efetiva (kPa)

ϕ' – ângulo de atrito interno efetivo (°)

τ_f – resistência ao cisalhamento (kPa)

τ – tensão de cisalhamento (kPa)

$P_{\text{ÚMIDO}}$ = peso da cápsula contendo solo antes de colocado na estufa (g)

P_{SECO} = peso da cápsula contendo solo depois de colocado na estufa (g)

$P_{\text{CÁPSULA}}$ = peso da cápsula (g)

B = parâmetro B de Skempton

Δu = variação da poro-pressão (kPa)

$\Delta \sigma$ = variação da tensão total (kPa)

q_f = tensão desvio na ruptura

TCE = tensão confinante efetiva

TF = teor de fibra

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	18
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	18
2.2 OBJETIVO DA PESQUISA	18
2.2.1 Objetivo principal	18
2.2.2 Objetivo secundários	18
2.3 HIPÓTESE	19
2.4 PRESSUPOSTO	19
2.5 PREMISSA	19
2.6 DELIMITAÇÕES	19
2.7 LIMITAÇÕES	19
2.8 DELINEAMENTO	20
3 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS: COMPORTAMENTO DAS MISTURAS	23
3.1 INFLUÊNCIA DE AGENTES CIMENTANTES	23
3.1.1 Cal	24
3.1.1.1 Caracterização das misturas	24
3.1.1.2 Resultados experimentais	26
3.1.2 Cimento Portland	27
3.1.2.1 Caracterização das misturas	27
3.1.2.2 Resultados experimentais	29
3.2 INFLUÊNCIA DA FIBRA DE POLIPROPILENO	31
3.2.1 Caracterização das fibras	32
3.2.2 Comportamento de misturas com fibras	32
3.3 INFLUÊNCIA DA POROSIDADE	34
3.4 INFLUÊNCIA DO TEOR DE UMIDADE	36
3.5 INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO VAZIOS/CAL	37
3.6 INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO VAZIOS/CIMENTO	39

3.7 INFLUÊNCIA DO TEMPO DE CURA	42
4 TEORIA DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB	44
4.1 TENSÃO EFETIVA	44
4.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	44
4.3 PARÂMETROS DE PROJETO	45
4.3.1 Coesão	45
4.3.2 Ângulo de atrito interno	46
4.4 TEORIA DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB	46
5 PROGRAMA EXPERIMENTAL	48
5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	48
5.2 MATERIAIS UTILIZADOS NA PESQUISA	50
5.2.1 Solo residual de arenito Botucatu	50
5.2.2 Areia de Osório	51
5.2.3 Caulim	52
5.2.4 Cimento Portland	54
5.2.5 Cal	54
5.2.6 Fibra de polipropileno	55
5.2.7 Água	56
5.3 MÉTODOS	56
5.3.1 Preparação das misturas	57
5.3.2 Moldagem dos corpos de prova	58
5.3.3 Critérios de aceitação dos corpos de prova	62
5.3.4 Ensaio de compressão simples e ensaio de compressão diametral	62
5.3.5 Ensaio de compressão triaxial	65
6 ABORDAGEM DE CONSOLI (2014)	70
7 ANÁLISE DE DADOS E RESULTADOS	74
7.1 SOLO RESIDUAL DE ARENITO BOTUCATU	74
7.2 AREIA DE OSÓRIO	78
7.3 CAULIM	82
8 CONCLUSÕES	86
8.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS	86
8.2 COMPARATIVO ENTRE AS TEORIAS	87
8.3 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS	87
REFERÊNCIAS	88

1 INTRODUÇÃO

O crescimento das cidades e o desenvolvimento econômico dos países causa uma diminuição de áreas disponíveis para a realização de obras de engenharia. As regiões com boas características geotécnicas para o assentamento de pequenas e grandes obras tendem a ficar mais escassas com o passar dos anos. Portanto, a execução de obras sobre solos que possuem baixa resistência é um grande desafio para o engenheiro civil.

O grande desenvolvimento do transporte em larga escala nos últimos séculos exigiu grandes investimentos para o crescimento da malha rodoviária em todo o mundo. No entanto, muitas vezes essas rodovias devem atravessar regiões localizadas em solos não propícios para a construção destas, exigindo alguma solução para esse problema. A solução usual é a utilização de solos provenientes de empréstimos de outras regiões, onde o solo atende às exigências de projeto. Porém, essa solução pode se tornar um empecilho, devido a possíveis altos custos em função de grandes distâncias de transporte ou grande quantidade de material necessário.

Assim como nas rodovias, o problema também é identificado em obras verticais, que muitas vezes devem ser construídas sobre solos de baixa capacidade de suporte. A utilização de fundações profundas e estruturas de contenção possui grande aplicabilidade por possuírem técnicas de projeto de confiança comprovada. No entanto, essas soluções também apresentam como desvantagem a limitação financeira, pois exigem equipamentos específicos, muitas vezes indisponíveis na região da obra, além de maior quantidade de material.

Guimarães (1997, p. 132) define uma das soluções para esse problema:

Quando um solo não tem as características geotécnicas exigidas para suportar a obra projetada, principalmente quanto à sua resistência, torna-se necessário corrigi-lo ou substituí-lo por outro, com a adição ou subtração de componentes, ou com a ação de agentes químicos (orgânicos ou inorgânicos). A escolha da técnica, denominada estabilização de solo, deve ser baseada na economia e ainda na finalidade da obra.

Consoli et al. (2013, p. 1568, tradução nossa) afirmam que a adição de fibra e cimento Portland é uma das técnicas utilizadas para estabilização de solos em todo o mundo e apresenta grandes vantagens econômicas e ambientais, dispensando a necessidade de

empréstimo de materiais em alguns casos. Guimarães (1997, p. 132) acrescenta que “A adição de cal é uma das mais antigas técnicas utilizadas pelo homem para obter a estabilização ou melhoria de solos instáveis.”.

Consoli et al. (2011, p. 1624, tradução nossa) salientam que a elaboração de compósitos tem sido objetivo de estudos no desenvolvimento de novos materiais geotécnicos. Os autores afirmam que o uso de materiais fibrosos para melhorar o comportamento mecânico dos solos é conhecido desde a antiguidade, com exemplos de uso na Mesopotâmia e na civilização Inca. No entanto, os avanços no estudo da interação solo-fibra são recentes, demonstrando a eficiência dos materiais fibrosos no aumento da ductilidade da mistura.

Para Ingles e Metcalf (1972, p. 1-15, tradução nossa), a estabilização de solos busca melhorar suas propriedades, principalmente em termos de resistência, deformabilidade, durabilidade e permeabilidade. As misturas solo-cimento e solo-cal são exemplos de estabilização físico-química.

Dois dos principais parâmetros de projeto de um solo, que devem ser considerados para a determinação de sua resistência, são o ângulo de atrito interno e a coesão. Com a aplicação de ensaios do tipo compressão triaxial é possível determinar esses valores para uma amostra de solo, simulando as condições em que ele se encontra na natureza, pela aplicação da teoria de ruptura de Mohr-Coulomb. No entanto, este ensaio apresenta desvantagens, como por exemplo: grande complexidade de execução, alto custo e grande demanda de tempo. Segundo Pinto (2006, p. 266-268), o ensaio de compressão triaxial convencional consiste em aplicar uma pressão confinante no corpo de prova, com o preenchimento da câmara de ensaio com água. Também são utilizadas pedras porosas e papéis filtro na base e no topo do corpo de prova para que a drenagem possa ser realizada, eliminando caminhos preferenciais e, portanto, a variação de volume da amostra possa ser determinada pela diferença de água que entra ou sai do corpo de prova. Por outro lado, os ensaios de compressão simples e compressão diametral possuem um grau de complexidade muito inferior, além de serem mais baratos e rápidos.

O presente Trabalho de Diplomação em Engenharia Civil tem por objetivo verificar se há uma relação entre os ensaios de compressão simples e compressão diametral com o ensaio de compressão triaxial para a determinação de valores de ângulo de atrito interno e coesão para os solos estudados. Essa comparação entre ensaios segue a teoria abordada por Consoli (2014)

para outras misturas. Uma relação entre esses ensaios permitiria uma obtenção de parâmetros preliminares de resistência, de grande importância para as primeiras fases em um projeto, para atingir determinada resistência com a variação da dosagem. A teoria de ruptura de Mohr-Coulomb é utilizada para determinar os valores de ângulo de atrito interno efetivo e coesão efetiva, a partir de ensaios triaxiais, e será empregada nesse trabalho. As amostras de solos serão misturadas com materiais que tendem a melhorar a resistência destes e fazem parte de estudos do Legg (Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental) da UFRGS (Universidade Federal do Rio Grande do Sul). As amostras de solos e suas respectivas misturas são as seguintes:

- a) solo residual de arenito Botucatu, cimento Portland e fibra de polipropileno;
- b) areia de Osório, cimento Portland e fibra de polipropileno;
- c) caulim, cal e fibra de polipropileno;

Salienta-se que para a última mistura não foi necessária a realização de ensaios nesse trabalho, em virtude da disponibilidade de dados na literatura, sendo estes apenas organizados. Para as primeiras duas misturas, alguns ensaios também já encontravam-se disponíveis na literatura para efeitos de comparação e complementação dos estudos.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: há possibilidade de obter uma relação entre os resultados dos ensaios de compressão simples e compressão diametral com o ensaio de compressão triaxial para determinação de valores de ângulo de atrito interno efetivo e coesão efetiva?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é a obtenção de uma relação entre os ensaios de compressão simples e compressão diametral com o ensaio de compressão triaxial para obtenção de valores de ângulo de atrito interno efetivo e coesão efetiva das amostras estudadas de maneira mais rápida, prática e de menor custo.

2.2.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários do trabalho são:

- a) determinação de valores de resistência à compressão das amostras, obtidas do ensaio de compressão simples;
- b) determinação de valores de resistência à tração das amostras, obtidas do ensaio de compressão diametral;
- c) determinação da envoltória de ruptura segundo a teoria de Mohr-Coulomb, pelos resultados obtidos do ensaio de compressão triaxial.

2.3 HIPÓTESE

A hipótese do trabalho é que é possível, para os solos estabilizados em estudo, determinar os valores de ângulo de atrito interno efetivo e coesão efetiva sem a necessidade de realização do ensaio de compressão triaxial, através da aplicação da teoria de ruptura de Mohr-Coulomb, comparando-a com a abordagem de Consoli (2014) para ensaios de simples execução.

2.4 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressupostos:

- a) Os valores de sucção para as misturas estudadas podem ser desconsiderados, por representarem menos do que 10% do valor da resistência, como mostram os estudos de Foppa (2005) e Lopes Junior (2007);
- b) O valor da razão entre a resistência à tração e a resistência à compressão de uma mistura solo-agente cimentante-fibra possui valor constante.

2.5 PREMISSA

O trabalho tem por premissa facilitar futuros estudos e dosagens para as misturas analisadas, devido à possível dispensa do ensaio mais complexo, tendo em vista a relação entre resultados deste com os de mais simples execução.

2.6 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao estudo da relação entre os resultados dos ensaios de compressão simples e compressão diametral com o ensaio de compressão triaxial.

2.7 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho as dosagens específicas para três misturas, sendo elas:

- a) solo residual de arenito Botucatu, cimento Portland e fibra de polipropileno,
 - massa específica aparente seca: 1,70 g/cm³;
 - teor de umidade em relação à massa da mistura seca: 10%;
 - massa de cimento Portland em relação à massa de solo seco: 7%;

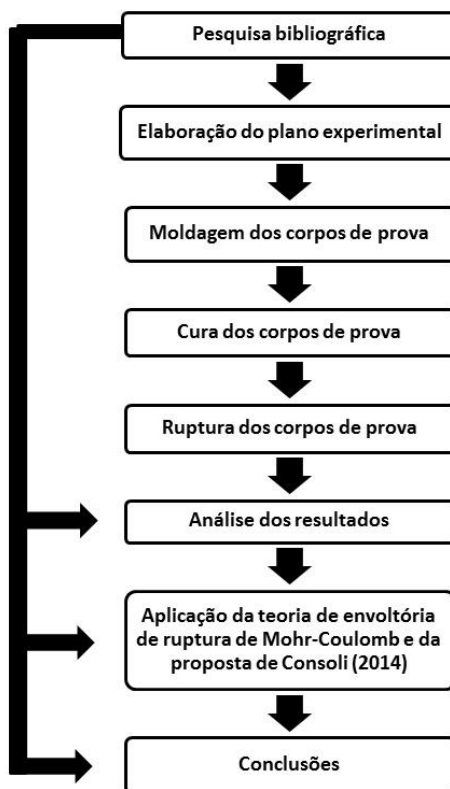
- porcentagem de fibra: 0,5% do total da mistura;
 - tempo de cura: 7 dias;
- b) areia de Osório, cimento Portland e fibra de polipropileno,
- massa específica aparente seca: 1,54 g/cm³;
 - teor de umidade em relação à massa da mistura seca: 10%;
 - massa de cimento Portland em relação à massa de solo seco: 4%;
 - porcentagem de fibra: 0,5% do total da mistura;
 - tempo de cura: 7 dias.
- c) caulim, cal e fibra de polipropileno,
- massa específica aparente seca: 1,50 g/cm³;
 - teor de umidade em relação à massa da mistura seca: 20%;
 - massa de cal em relação à massa de solo seco: 5%;
 - porcentagem de fibra: 0,5% do total da mistura;
 - tempo de cura: 28 dias.

2.8 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 1, e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) elaboração do plano experimental;
- c) moldagem dos corpos de prova;
- d) cura dos corpos de prova;
- e) ruptura dos corpos de prova;
- f) análise dos resultados;
- g) aplicação da teoria de envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb e da proposta estudada em Consoli (2014);
- h) conclusões.

Figura 1 – Diagrama das etapas de pesquisa



(fonte: elaborado pelo autor)

A **pesquisa bibliográfica** foi realizada ao longo de todo o desenvolvimento do trabalho a fim de que se obtenha o máximo de informação a respeito de como agentes cimentantes e fibras de polipropileno tendem a melhorar as propriedades dos diferentes tipos de solos. Também foram estudados trabalhos anteriores a fim de se obter dosagens adequadas, além da influência de outras propriedades como: índice de vazios, teor de umidade, relação vazios/agente cimentante, massa específica aparente seca e tempo de cura. A teoria de envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb também foi estudada durante essa etapa a fim de que se possa aplicá-la corretamente aos resultados dos ensaios.

Na **etapa de elaboração do plano experimental** foram definidas as propriedades das misturas posteriormente ensaiadas. Para isso, foram utilizados valores que dão continuidade a outros trabalhos realizados no Legg (Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental) da UFRGS (Universidade Federal do Rio Grande do Sul). Nessa etapa também foram definidos quantos corpos de prova devem ser moldados e quais os equipamentos a serem utilizados.

A etapa de **moldagem dos corpos de prova** foi realizada com base nas propriedades definidas na etapa anterior. As amostras foram moldadas seguindo procedimentos adequados de laboratório. Cada dosagem realizada para os ensaios de compressão simples e compressão diametral foi moldada três vezes. Essa repetição é feita a fim de se garantir a acurácia dos resultados. Para o ensaio de compressão triaxial cada dosagem também é repetida três vezes para que se possa ensaiar em três diferentes tensões confinantes efetivas.

Os corpos de prova devem permanecer armazenados pelo tempo de cura definido e em local adequado, o que constitui a etapa de **cura dos corpos de prova**. Durante as últimas 24 horas, os corpos de prova ensaiados a compressão simples e diametral devem ser imersos em água a fim de que a situação de saturação do solo seja atingida. Já para os corpos de prova ensaiados em compressão triaxial, o procedimento de percolação inicia-se 48 horas antes de completar o tempo de cura especificado.

Posteriormente, os corpos de prova se encontravam prontos para serem ensaiados na etapa de **ruptura**. Foram realizados ensaios de compressão simples, diametral e triaxial para dosagens iguais nas referentes misturas. Os dois primeiros ensaios foram realizados no mesmo equipamento, apenas alterando o posicionamento dos corpos de prova, enquanto que o último é executado em equipamento específico.

Na etapa de **análise dos resultados**, foram verificados se os resultados obtidos em cada um dos três ensaios não apresenta grande diferença em relação à média entre eles para o caso dos ensaios de resistência à compressão simples e diametral. De posse dos resultados dos ensaios, a etapa seguinte é a **aplicação da teoria de envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb** para os resultados de compressão triaxial e a análise de como os resultados dos outros ensaios podem ser relacionados a esses, conforme **Consoli (2014)**. Por fim, buscou-se nas **conclusões** avaliar a similaridade entre as duas teorias e verificar a adequação entre elas para estimativa dos parâmetros de resistência.

3 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS: COMPORTAMENTO DAS MISTURAS

Este capítulo apresenta as principais características e o comportamento de solos quando utilizado algum método de estabilização. Serão detalhados como os agentes cimentantes (cal e cimento Portland) e a fibra de polipropileno influenciam as propriedades de diferentes solos. Também serão abordadas como as seguintes variáveis afetam o comportamento das misturas:

- a) porosidade;
- b) teor de umidade;
- c) relação vazios/cal;
- d) relação vazios/cimento;
- e) tempo de cura.

É importante salientar que na literatura existem outras denominações para técnicas que objetivam melhorar as características de solos como, por exemplo: solos melhorados, solos modificados e solos tratados. Essas técnicas diferem entre si pelo grau de alteração das misturas. No entanto, neste trabalho, essas nomenclaturas serão utilizadas indistintamente, uma vez que esses processos são conceitualmente semelhantes.

3.1 INFLUÊNCIA DE AGENTES CIMENTANTES

Os agentes cimentantes abordados neste trabalho que tendem a melhorar as características de solos são: cal e cimento Portland. Para cada um deles será realizada uma caracterização e serão descritas suas influências no comportamento de solos estabilizados, assim como a diferenciação entre eles.

Ingles e Metacalf (1972, p. 127, tradução nossa) destacam a similaridade da influência da cal hidratada e do cimento Portland no que se refere a ensaios e práticas executivas de solos estabilizados. No entanto, os dois agentes se diferem pelo fato da cal poder ser aplicada em solos muito argilosos e ser menos recomendada para solos granulares. Outra diferença significativa é o fato da cal poder ser utilizada no preparo de solos que virão a receber outros tratamentos.

3.1.1 Cal

Será feita primeiramente uma caracterização da cal e, posteriormente, serão apresentados resultados de trabalhos já realizados.

3.1.1.1 Caracterização das misturas

Guimarães (1997, p. 31) caracteriza a cal da seguinte maneira:

Pela tradição, múltipla utilidade e benefícios sociais e econômicos, a cal é o principal produto derivado dos calcários/dolomitos/conchas calcárias. É obtida através de uma reação química simples – calcinação –, mas requer conhecimento e habilidade para alcançar o padrão de qualidade ideal. Outra característica do produto são as amplas possibilidades da sua escala de fabricação – em fornos rudimentares, de pequena produção, até fornos de alta tecnologia e produção volumosa – o que a tornou conhecida em todo o mundo.

Guimarães (1997, p. 132) também afirma que a cal é um dos mais antigos métodos de estabilização de solos já utilizados pelo homem, havendo exemplos de sua utilização há mais de dois mil anos na Itália e na China. Guimarães (1997, p. 152) salienta que a cal mais comumente utilizada na estabilização de solos é a hidratada, em pó ou pasta.

Solos estabilizados com cal são aplicados com frequência para construção de rodovias, sendo comum o seu uso na pavimentação como camadas de base ou sub-base. A técnica também pode ser aplicada em fundações para pequenas edificações assentes em solos com baixa capacidade de suporte ou que possuem baixa estabilidade volumétrica, evitando assim possíveis patologias nas edificações. A mistura com cal ainda pode ter efeitos positivos na prevenção de erosão de taludes em obras hidráulicas (INGLES; METCALF, 1972, p. 127-141, tradução nossa).

Segundo os autores, a estabilização de solos com o uso da cal é um método eficaz quando se deseja atingir valores adequados de projeto, principalmente em termos de obter resistência significativa, baixo grau de deformabilidade da camada e ainda condutividade hidráulica e durabilidade adequadas. A mistura é definida pela interação entre as partículas sólidas e a água.

Os estudos sobre solos estabilizados com cal ainda necessitam de aprofundamento para que se possa conhecer com clareza as alterações provocadas pela cal no solo argiloso brasileiro. No entanto, pode-se afirmar com certeza que a cal afeta positivamente as características de solos

com partículas argilosas. Uma das alterações mais significativas da cal sobre solos argilosos é a alteração na sua granulometria, que ocorre a partir de alguns minutos após a mistura (fase rápida). Devido à aglomeração e floculação por troca iônica, nas partículas propensas a sofrer alterações físicas ou químicas na presença de cal, as partículas finas de argila misturadas com cal tornam-se mais grosseiras com o aumento do tempo, podendo passar a ter granulometria de areias. Esse comportamento é tanto mais expressivo quanto mais fino e argiloso for o solo inicialmente, sendo um dos motivos pelo qual a influência da cal sobre solos argilosos é mais expressiva do que em solos grosseiros. Outras influências importantes da troca iônica são: aumento do limite de plasticidade, diminuição de valores de expansão e contração e aumento da capacidade suporte. A adição de cal causa efeitos benéficos em todas as características de solos argilosos, além de diminuição da massa específica aparente (GUIMARÃES, 1997, p. 142-149). Lopes Junior (2011, p. 34-35) cita como possíveis causas da etapa rápida de uma mistura solo-cal:

- a) troca catiônica;
- b) floculação-aglomeração;
- c) compressão da dupla camada elétrica;
- d) adsorção de cal;
- e) reações químicas.

O autor caracteriza a fase lenta da mistura solo-cal:

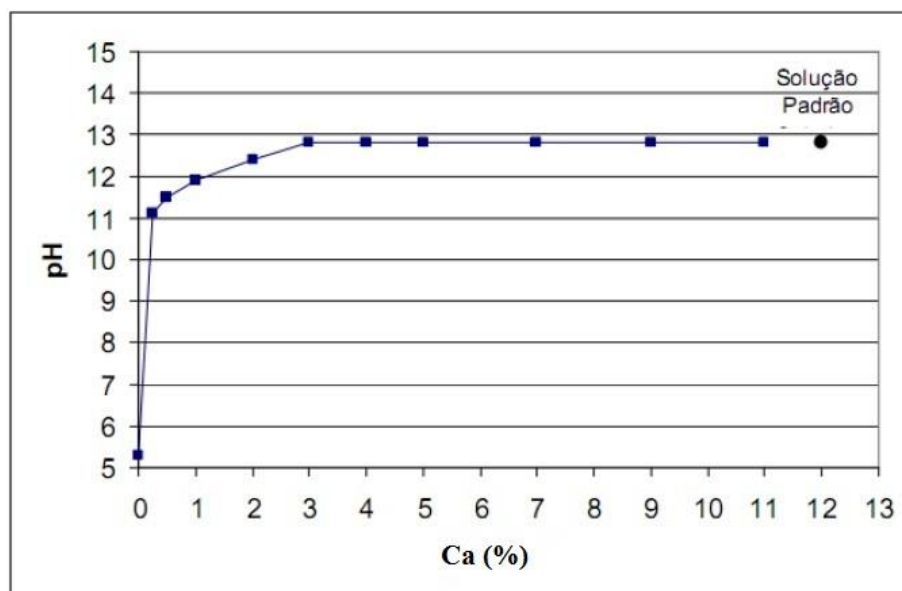
A fase lenta é caracterizada pelas reações pozolânicas, que proporcionam um aumento da resistência, devido à formação de produtos cimentantes; e pela carbonatação, que é uma reação prejudicial, uma vez que reduz a quantidade de cal disponível para produzir as reações pozolânicas.

Lopes Junior (2011, p. 36) reforça o motivo pelo qual as reações pozolânicas causam um contínuo aumento da resistência da mistura ao longo do tempo: “Esse aumento ocorre porque as fontes de sílica, alumina e ferro presentes no solo reagem com a cal e a água, formando diversos produtos cimentantes.”.

Dalla Rosa (2009, p. 74) afirma que as práticas brasileira e internacional de dosagens de misturas solo-cal obedecem aos padrões do método ICL (*Initial Consumption of Lime*). O método, utilizado tanto em trabalhos acadêmicos quanto na prática, salienta que as misturas

apresentam pH constante para um teor de cal em relação à massa de solo seco (Ca) igual ou superior a 3% (conforme pode ser verificado na figura 2), sendo este o valor mínimo usual.

Figura 2 – Dosagem de cal pelo método ICL



(fonte: adaptado de DALLA ROSA, 2009, p. 75)

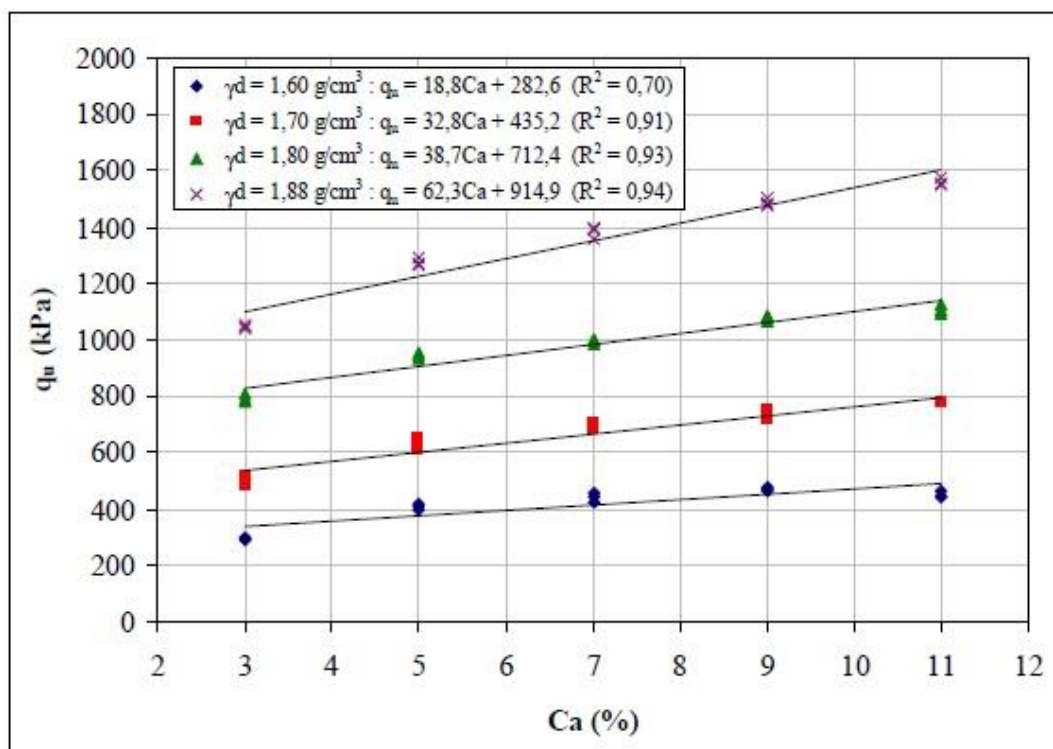
3.1.1.2 Resultados experimentais

Lopes Junior (2007, p. 69-71) comprovou, em sua pesquisa com solo residual de arenito Botucatu, que a resistência à compressão simples (q_u) do solo aumenta com o acréscimo da porcentagem de cal misturada à massa de solo seco, sendo que o ganho de resistência é significativo mesmo com baixas adições de cal.

O autor experimentou teores de cal em relação à massa de solo seco variando entre 3% e 11%, sendo que todas as amostras foram experimentadas com teor de umidade (ω) de 14%, diferentes valores de massa específica aparente seca (γ_d) e tempos de cura de 28 e 90 dias. A diferença da resistência à compressão simples foi de aproximadamente 40% entre amostras com 3% e 11% de teor de cal. A pesquisa ainda concluiu que o aumento da resistência à compressão simples é linear com o acréscimo de cal, a taxa de variação de resistência para diferentes porcentagens de cal é muito semelhante para corpos de prova de diferentes valores de massa específica aparente seca (fato verificado por retas de inclinações semelhantes na figura 3) e que a resistência à compressão simples é superior para o maior dos dois tempos de cura estudados.

A figura 3 demonstra algumas das conclusões do trabalho de Lopes Junior (2007), a respeito da influência da cal na resistência à compressão simples, sendo demonstrados nessa figura os valores obtidos para os ensaios realizados com tempo de cura de 90 dias. Pode-se observar que a maior parte dos valores de coeficientes de determinação (R^2) são elevados.

Figura 3 – Variação da resistência à compressão simples pela porcentagem de cal para tempo de cura de 90 dias



(fonte: LOPES JUNIOR, 2007, p. 70)

3.1.2 Cimento Portland

Será feita primeiramente uma caracterização do cimento Portland e, posteriormente, serão apresentados resultados de trabalhos já realizados.

3.1.2.1 Caracterização das misturas

Segundo Consoli et al. (2010, p. 759, tradução nossa) as aplicações do cimento Portland como agente estabilizador de solos incluem bases de pavimentos e camadas para suporte de fundações superficiais, proporcionando significativa redução de custos na obra, além de condições ambientais favoráveis.

Consoli et al. (2009, p. 196-197, tradução nossa) afirmam que a adição de cimento, mesmo em pequenas quantidades, eleva de forma significativa a resistência de pico e a rigidez inicial de solos, em comparação com materiais não cimentados.

Vendruscolo (1996, p. 10) classifica as diferentes reações que ocorrem na mistura solo-cimento:

As reações que ocorrem no sistema solo-cimento podem ser divididas em reações primárias e reações secundárias. Em solos muito granulares e sem argila, a ação cimentante se dá através dos produtos das reações primárias, já em solos predominantemente argilosos, a ação cimentante se dá através de reações secundárias.

Moh¹ (1965, apud VENDRUSCOLO, 1996, p. 10-11) demonstra como se dão essas reações:

- a) reações primárias,
 - cimento + água \rightarrow CSH + Ca(OH)₂ (hidratação);
 - Ca(OH)₂ \rightarrow Ca⁺⁺ + 2(OH)⁻ (hidrólise);
- b) reações secundárias,
 - Ca⁺⁺ + 2(OH)⁻ + SiO₂ (sílica do solo) \rightarrow CSH;
 - Ca⁺⁺ + 2(OH)⁻ + Al₂O₃ (alumina do solo) \rightarrow CAH.

As letras utilizadas nas siglas CSH e CAH são abreviações dos componentes químicos encontrados nesses produtos, sendo: C=CaO; S=SiO₂; A=Al₂O₃ e H=H₂O.

Portanto, conforme as reações descritas pelo autor, ocorre formação de cal na primeira fase das reações primárias. Já nas reações secundárias, na segunda fase, os componentes cimentantes têm sua formação nas superfícies das partículas de argila ou nas proximidades delas, o que ocasiona floculação dos grãos de argila cimentados nos pontos de contato.

A função do cimento em uma mistura solo-cimento é semelhante à sua função no concreto. No entanto, há uma diferença significativa quanto a agregados, pois no concreto o cimento envolve as partículas granulares proporcionando considerável resistência à mistura devido à ligação de partículas promovida por ele. Por outro lado, no solo-cimento, essa ligação é menos resistente, pois os grãos de solos finos envolvem as partículas de cimento, proporcionando misturas menos resistentes do que o concreto (VENDRUSCOLO, 1996, p. 9).

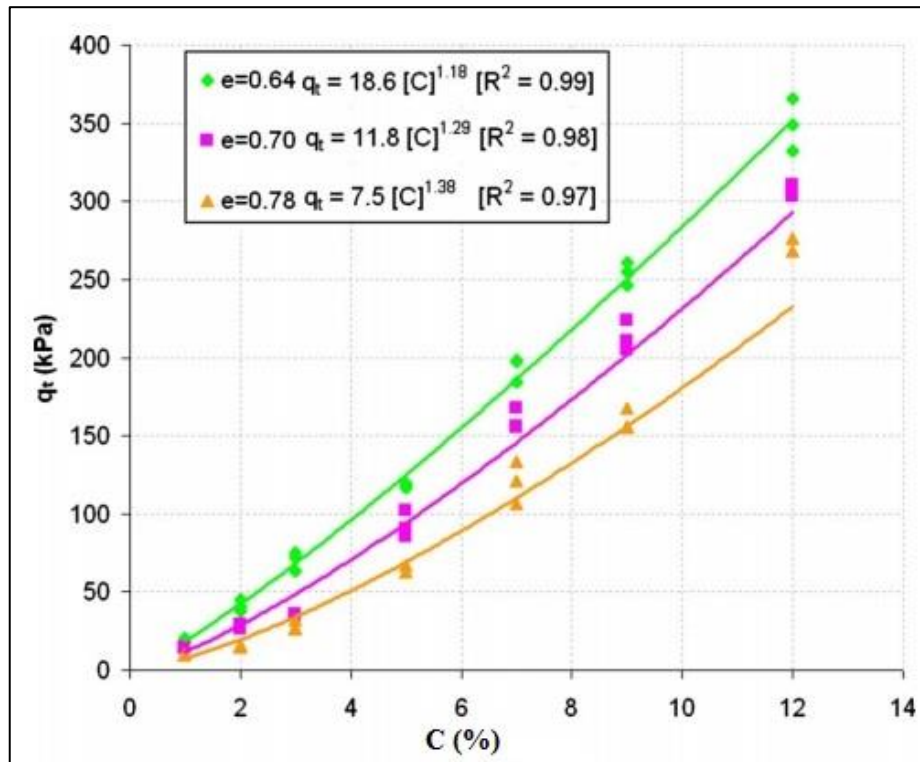
¹ MOH, Z. C. Reactions of soil minerals with cement and chemicals. **Highway Research Record**, Washington, v. 86, p. 39-61, 1965.

3.1.2.2. Resultados experimentais

Consoli et al. (2010, p. 760-763, tradução nossa) concluíram, em sua pesquisa com um solo arenoso (areia de Osório) estabilizado com cimento, que mesmo uma pequena adição de cimento é capaz de proporcionar um significativo acréscimo na resistência à tração (q_t) e na resistência à compressão da mistura. A pesquisa foi realizada com amostras com teor de umidade de 10% e sete variações percentuais de cimento em relação à massa de solo seco (C), entre 1% e 12%.

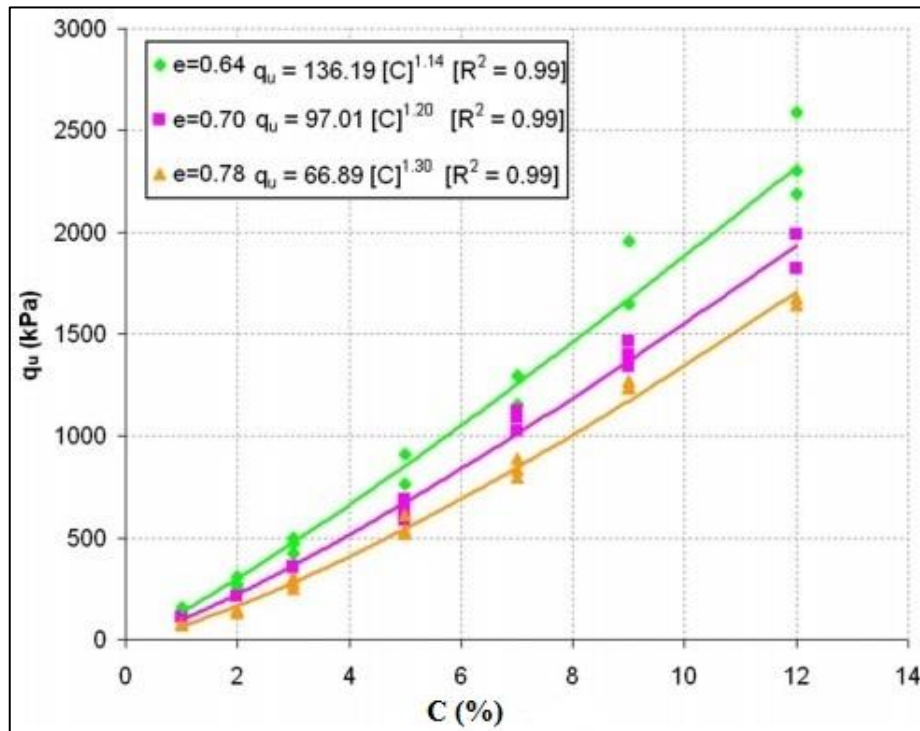
Os autores também concluíram que uma função é adequada para demonstrar o aumento tanto da resistência à tração como da resistência à compressão de misturas solo-cimento. Além disso, para as dosagens estudadas, foi encontrado um valor aproximadamente constante para a razão entre a resistência à tração e a resistência à compressão, próximo a 0,15. A figura 4 ilustra a variação da resistência à tração para diferentes teores de cimento, enquanto a figura 5 exibe a variação da resistência à compressão para diferentes teores de cimento. Em ambas as figuras, é possível visualizar, no quadro em destaque, as funções potência que expressam a variação da resistência à tração e da resistência à compressão com a variação da porcentagem de cimento para amostras com diferentes índices de vazios (e). Essas funções possuem alto coeficiente de determinação.

Figura 4 – Variação da resistência à tração para diferentes porcentagens de cimento adicionadas à mistura e diferentes valores de índice de vazios



(fonte: adaptado de CONSOLI et al., 2010, p. 761, tradução nossa)

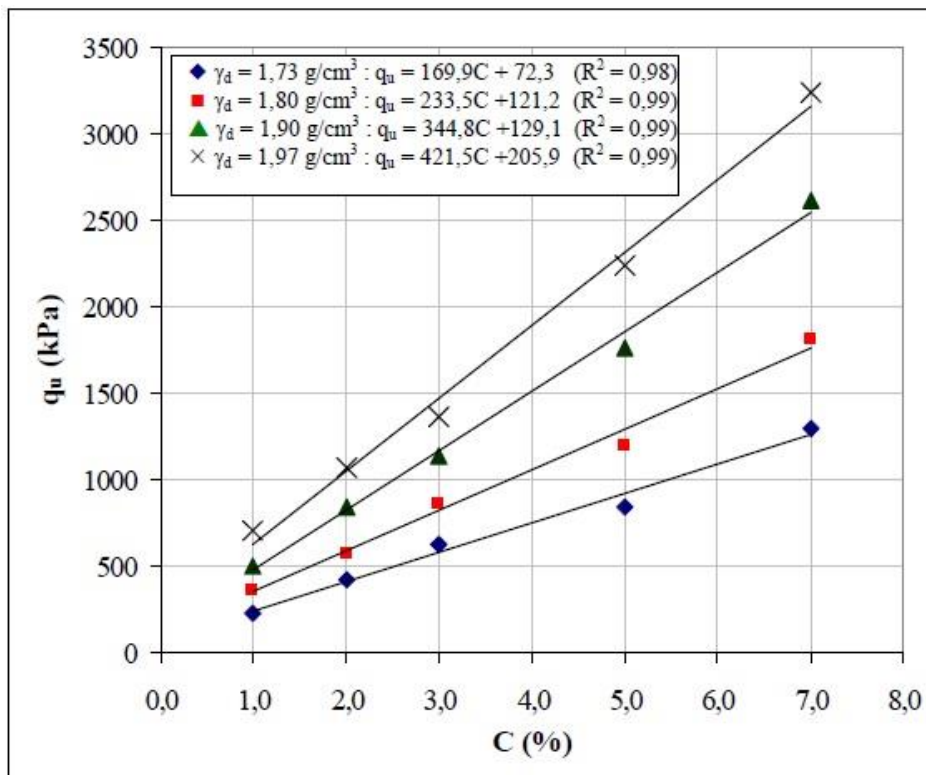
Figura 5 – Variação da resistência à compressão para diferentes porcentagens de cimento adicionadas à mistura e diferentes valores de índice de vazios



(fonte: adaptado de CONSOLI et al., 2010, p. 761, tradução nossa)

O trabalho realizado por Foppa (2005) resultou em um comportamento da mistura diferente do que aconteceu com um solo estabilizado com cal na pesquisa de Lopes Junior (2007). Foppa (2005, p. 133) concluiu, em seu estudo com um solo residual de arenito Botucatu misturado com cimento com variações de porcentagem entre 1% e 7%, que a taxa de aumento da resistência à compressão com o acréscimo de cimento é significativamente maior para maiores valores de massa específica aparente seca. A afirmação pode ser verificada pela diferença das inclinações das retas na figura 6. Portanto, a eficiência da adição de cimento é maior quanto mais compactada for a mistura, diferentemente do que aconteceu com misturas com cal no trabalho de Lopes Junior (2007). O autor também observou aumento na resistência de pico e na rigidez com o acréscimo de cimento às misturas.

Figura 6 – Variação da resistência à compressão em função de diferentes porcentagens de cimento adicionadas à mistura com diferentes valores de massa específica aparente seca



(fonte: FOPPA, 2005, p. 82)

3.2 INFLUÊNCIA DA FIBRA DE POLIPROPILENO

O uso de materiais fibrosos é realizado para melhorar o comportamento mecânico de solos desde a antiguidade. A pirâmide de Ziggurat e a torre de Agar Quf, na Mesopotâmia (1400

A.C.) são exemplos disso, pois nelas foi utilizada uma técnica de intercalamento entre camada de solo e mantas de raízes. Já os Incas utilizaram lã de lhama para reforçar o solo para construção de estradas. Há também vestígios da utilização de materiais fibrosos na construção de algumas partes da Grande Muralha da China (PALMEIRA², 1992 apud FESTUGATO, 2008, p. 21).

3.2.1 Caracterização das fibras

Festugato (2008, p. 70) justifica o uso de fibras poliméricas de polipropileno: “[...] por apresentarem características uniformes e bem definidas, por serem inertes quimicamente e por estarem disponíveis em grande quantidade no comércio, o que possibilita a extrapolação de resultados para projetos de engenharia.”.

Conforme o autor supracitado, a indústria têxtil caracteriza as fibras de polipropileno por uma grandeza que representa a espessura de seus filamentos, chamada de título. A unidade do título é o dtex (1 dtex = 1g/10000m).

3.2.2 Comportamento de misturas com fibras

Festugato (2008, p. 67) descreve as propriedades que influenciam no comportamento tensão-deformação das misturas com fibra:

[...] o comportamento tensão-deformação de compósitos reforçados com fibra é influenciado tanto por fatores relacionados à matriz (granulometria, índice de vazios, umidade, etc.) quanto por fatores relacionados ao reforço (módulo, comprimento, espessura, rugosidade, orientação, teor e formato).

Consoli et al. (2003, p. 96-101, tradução nossa) realizaram um estudo de campo (ensaios de placa) com uma camada de solo-cimento e outra de solo-cimento-fibra de polipropileno sobre um solo residual de baixa capacidade de suporte, sendo que a camada superior desse solo residual foi removida da área de teste para dar lugar a essas camadas estabilizadas. As dosagens utilizadas foram de 7% de cimento Portland em relação à massa de solo seco (tanto para a mistura solo-cimento como para a mistura solo-cimento-fibra) e 0,5% de fibra de polipropileno em relação à soma das massas de solo seco e cimento Portland. A conclusão da

² PALMEIRA, E. M. Geossintéticos: tipos e evolução nos últimos anos. In: SEMINÁRIO SOBRE APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS EM GEOTECNIA. **Geossintéticos 92...** Brasília, 1992, p. 1-20.

pesquisa foi que essas camadas de solos estabilizados (sendo esse solo de matriz arenosa) melhoram a capacidade suporte para fundações superficiais.

Os autores observaram que a fibra de polipropileno possui a propriedade de reduzir significativamente a fragilidade do sistema solo-fundação, aproximando o solo de um comportamento dúctil e possibilitando também uma possível diminuição do fator de segurança de projeto. Além disso, ela diminui a formação de trincas de tração e permite um maior espriamento de tensões na região de contato entre o solo estabilizado e o solo residual. Os resultados das resistências pós-pico da mistura solo-cimento-fibra foram superiores às da mistura solo-cimento e às do solo residual local. Observou-se que a mistura solo-cimento apresenta as mais altas tensões de pico, porém estas decrescem significativamente após serem atingidas, ao contrário do que acontecem com as misturas reforçadas também com fibras de polipropileno.

Os autores também realizaram ensaios de laboratório com o solo arenoso que foi estabilizado, obtendo como resultados que a mistura solo-cimento-fibra possui os maiores valores de intercepto coesivo residual e ângulo de atrito residual, conforme pode ser verificado na tabela 1. Esses resultados reforçam o fato de que a adição de fibra de polipropileno melhora o comportamento do solo na região pós-pico de tensões, ou seja, para altas deformações. Esse comportamento é resultado não apenas da adição de fibra, mas também da interação entre o cimento Portland e a fibra de polipropileno.

Tabela 1 – Parâmetros de projeto residuais obtidos em laboratório

Material testado em laboratório	Intercepto coesivo residual (kN/m²)	Ângulo de atrito residual (graus)
Areia	0	36
Areia + 7% de cimento Portland	59	34
Areia + 7% de cimento Portland + 0,5% de fibra de polipropileno	76	47

(fonte: adaptado de CONSOLI et al., 2003, p. 98, tradução nossa)

A alternativa dos autores, para cargas leves e médias, pode ser economicamente competitiva se comparada com a solução tradicional de fundações profundas ou fundações superficiais assentes diretamente sobre o solo residual de baixa capacidade suporte, dependendo ainda do custo de mão-de-obra local. Para o caso da necessidade de construir um aterro antes da

fundação (a fim de atingir determinada cota de projeto), a utilização do cimento Portland e da fibra de polipropileno na camada superior do aterro é, provavelmente, a melhor solução, técnica e econômica, para cargas leves e moderadas.

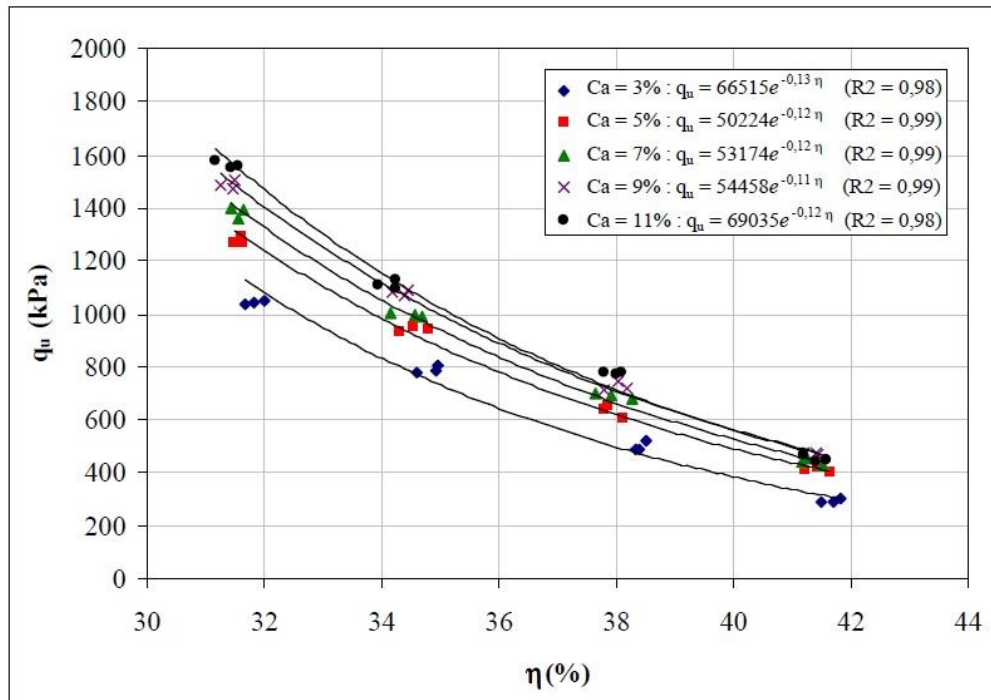
Adicionalmente às conclusões dos últimos autores citados, Festugato (2008, p. 31) afirma que somente esforços externos, capazes de levar o solo a deformações, justificam o uso de fibras para que estas possam ter uma função efetiva na massa de solo.

Festugato (2011, p. 195-196) comparou o comportamento de misturas solo-cimento e misturas solo-cimento-fibra de polipropileno e concluiu que a adição de fibras, assim como o aumento do teor volumétrico de cimento e a redução da porosidade, aumentam a resistência à compressão e à tração das misturas.

3.3 INFLUÊNCIA DA POROSIDADE

Lopes Junior (2007, p. 71-72) verificou, em seus experimentos com solo residual de arenito Botucatu misturado com cal, que a porosidade (η) exerce influência significativa para as misturas mesmo com pequenas variações para ambos os tempos de cura testados (28 e 90 dias). A diminuição da porosidade ocasiona um acréscimo na resistência à compressão simples das misturas de forma exponencial, independente da quantidade de cal. A figura 7 demonstra esse fato para amostras com diferentes teores de cal ensaiadas com tempo de cura de 90 dias e teor de umidade de 14%.

Figura 7 – Variação da resistência à compressão simples com a porosidade para tempo de cura de 90 dias e diferentes teores de cal



(fonte: LOPES JUNIOR, 2007, p. 72)

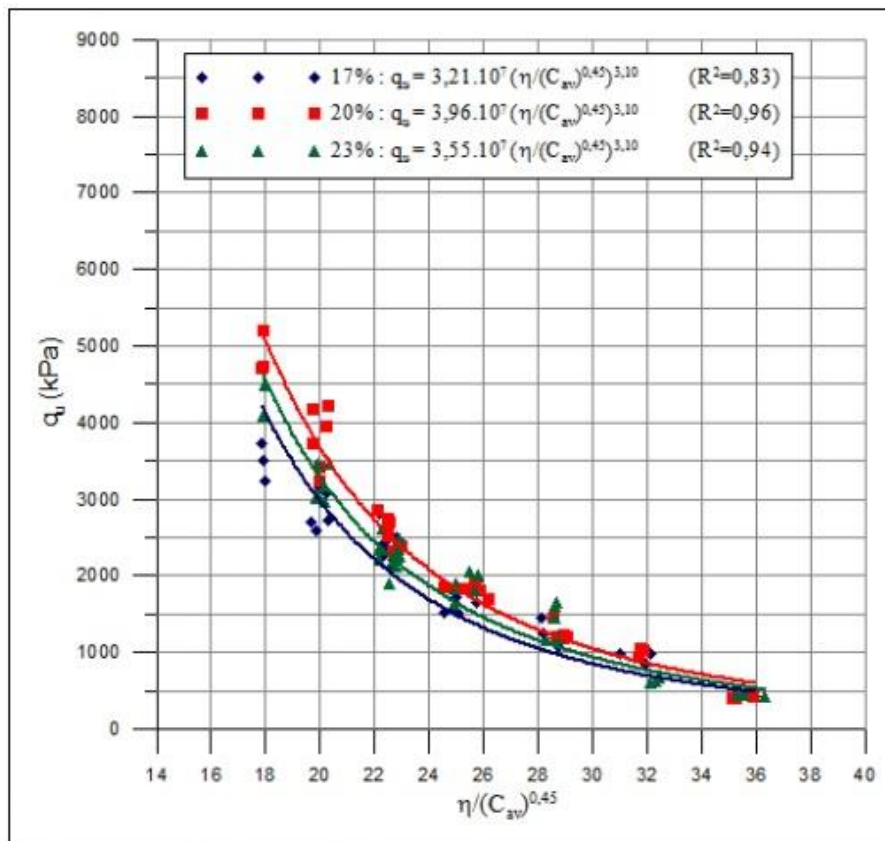
Lopes Junior (2007, p. 91) creditou esse significativo aumento da resistência à compressão simples com a diminuição da porosidade ao maior contato entre as partículas, o que favorece a cimentação. Outros fatores que contribuem para esse efeito são: a maior capacidade de distribuição de tensões no interior da amostra e a maior capacidade de mobilização de atrito nas menores porosidades.

Conclusões semelhantes à do autor supracitado foram realizadas por Consoli et al. (2010, p. 761-762, tradução nossa) em seu trabalho com solo arenoso (areia de Osório) estabilizado com cimento Portland. Consoli et al. (2013, p. 60-61, tradução nossa) também verificaram essa diminuição da resistência à compressão simples com o aumento da porosidade para seu estudo de solo residual de arenito Botucatu estabilizado com cimento Portland e fibra de polipropileno. Para um solo de matriz predominantemente siltosa, o caulim, misturado com cal e fibra de polipropileno, Consoli et al. (2012, p. 411-412, tradução nossa) identificaram comportamento semelhante ao citado anteriormente. Os três últimos trabalhos citados também salientaram que a diminuição da porosidade também aumenta os valores de resistência à tração das misturas.

3.4 INFLUÊNCIA DO TEOR DE UMIDADE

Johann (2013, p. 134-137) realizou experimentos com a mistura caulim-cal para três diferentes teores de umidade: 17%, 20% e 23% com tempos de cura de 28, 90 e 360 dias. Para os três diferentes tempos de cura, a autora verificou que o teor de umidade que apresenta maior resistência à compressão simples (comparando valores iguais de porosidade e teor de cal) é o de 20%, seguido pelo de 23% e, por último, o de 17%. Portanto, é possível admitir que há um aumento da resistência à compressão simples com o aumento do teor de umidade, até que este atinja um valor ótimo (no caso do estudo da autora, 20%), a partir do qual a resistência passa a decrescer. Este valor é ligeiramente inferior ao valor de umidade ótimo obtido para o caulim no ensaio de compactação realizado em energia modificada. No entanto, conforme pode ser verificado na figura 8, a variação da resistência à compressão simples para diferentes teores de umidade não apresenta grandes diferenças quando outras propriedades são mantidas constantes.

Figura 8 – Variação da resistência à compressão simples com a relação porosidade/concentração de cal para tempo de cura de 28 dias e diferentes valores de teor de umidade



(fonte: JOHANN, 2013, p. 134)

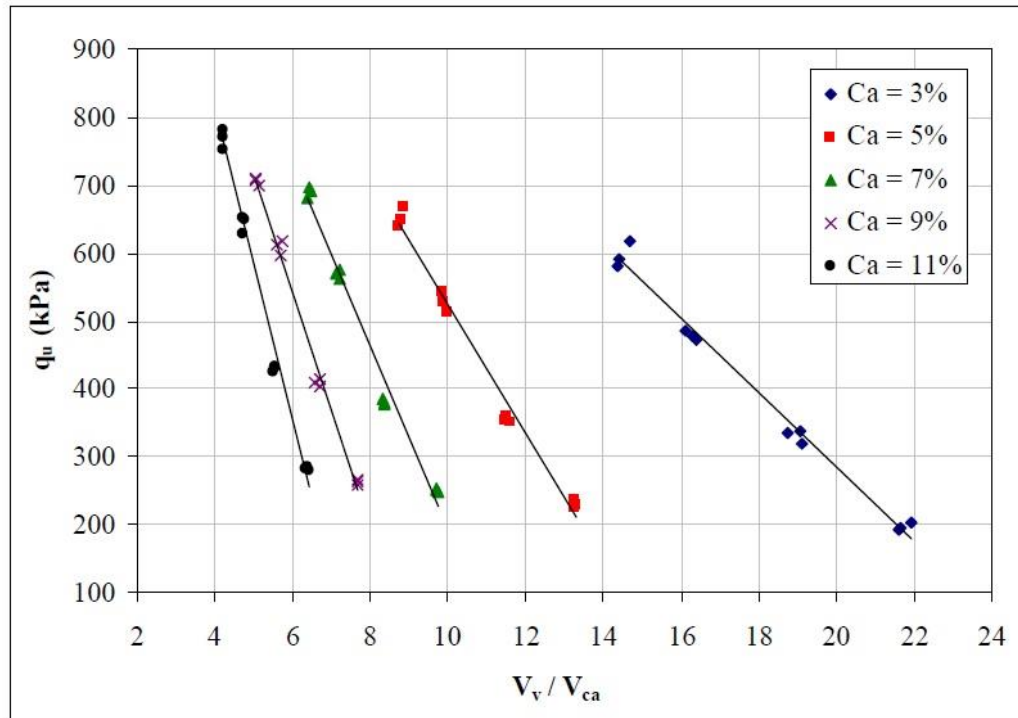
No seu estudo com solo residual de arenito Botucatu misturado com cimento, Foppa (2005, p. 117) verificou um resultado análogo ao da autora citada anteriormente, porém a maior resistência à compressão simples foi obtida com um teor de umidade de 10%.

3.5 INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO VAZIOS/CAL

Conforme mencionado anteriormente, diversos autores estudaram a influência dos vazios (também pode ser analisado como porosidade) e do teor de cal em solos estabilizados. Enquanto o aumento da porosidade tende a diminuir a resistência à compressão simples e à tração das misturas, o aumento do teor de cal tende a aumentá-las. Entre outros estudos sobre o assunto, com diferentes tipos de solos misturados com cal, estão os de Lopes Junior (2007), Consoli et al. (2012) e Johann (2013).

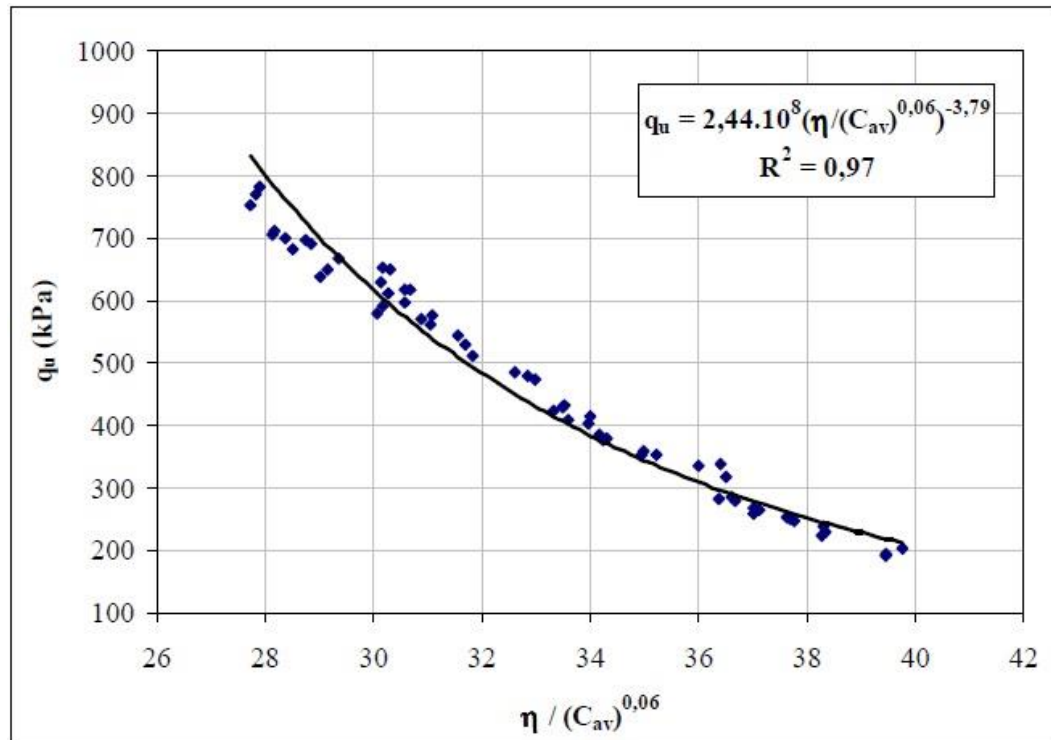
Lopes Junior (2007, p. 97-104) observou, em seu estudo com solo residual de arenito Botucatu estabilizado com cal, que ao plotar a resistência à compressão simples em função da razão entre o volume total de vazios (V_v) pelo volume total de cal (V_{ca}), os resultados de resistência são distintos para pontos com mesma razão vazios/cal, porém obtidos de maneira distinta (um por densificação e outro por aumento no teor de cal), conforme pode ser observado na figura 9. O autor então sugeriu uma adequação entre a variação das duas grandezas (volume de vazios e volume de cal), a fim de deixá-las com igual influência sobre o valor da resistência à compressão simples. Depois de diversas tentativas, o autor concluiu que o melhor fator de correção seria um expoente de 0,06 sobre o volume total de cal, conforme pode ser visualizado, para amostras com 28 dias de tempo de cura, na figura 10. Também foi sugerida a interpretação do gráfico em termos da razão entre a porosidade e o teor volumétrico de cal (C_{av}), definido como volume de cal dividido pelo volume total.

Figura 9 – Variação da resistência à compressão simples com a razão volume total de vazios/volume de cal para tempo de cura de 28 dias



(fonte: LOPES JUNIOR, 2007, p. 98)

Figura 10– Variação da resistência à compressão simples com a razão porosidade/teor volumétrico de cal para tempo de cura de 28 dias



(fonte: LOPES JUNIOR, 2007, p. 104)

Johann (2013, p. 159-162) realizou, em seu estudo com misturas caulim-cal, uma análise análoga à do autor anterior, encontrando um coeficiente de correção para o teor volumétrico de cal igual a 0,45, tanto para resistência à compressão simples quanto para resistência à tração.

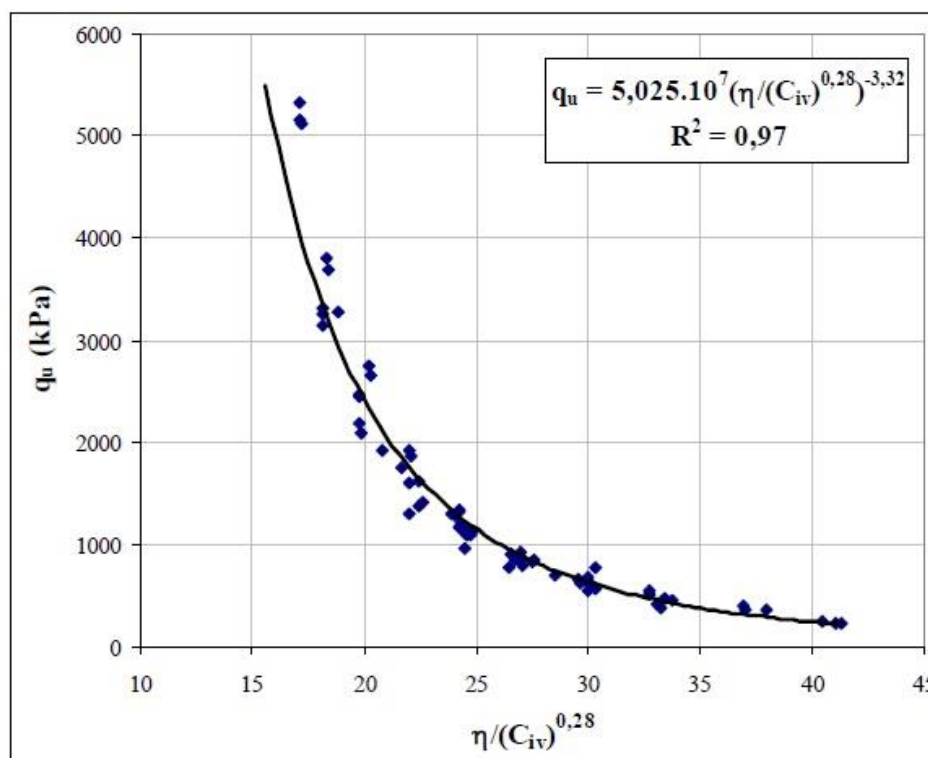
Consoli et al. (2012, p. 412-413), em estudo com solo de matriz predominantemente siltosa misturado com cal e fibra de polipropileno, concluíram que a compatibilização entre as variações de porosidade e teor volumétrico de cal pode ser efetuada aplicando a potência de 0,25 no teor volumétrico de cal.

3.6 INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO VAZIOS/CIMENTO

Semelhante ao que acontece com misturas com cal, a elevação da porosidade tende a diminuir a resistência à compressão simples e à tração das misturas, enquanto que a elevação do teor de cimento tende a aumentá-las.

Foppa (2005, p. 121-128) verificou, para o caso de solo residual de arenito Botucatu estabilizado com cimento Portland, diferenças na resistência à compressão simples de pontos com a mesma relação vazios/cimento, porém obtidos de maneira distinta (densificação e aumento do teor de cimento). O autor destacou que pontos com menor densidade e menor teor de cimento atingem resistências maiores. O autor utilizou a mesma forma de compatibilização utilizada para misturas solo-cal para compatibilizar as taxas de variação das grandezas: aplicação de potência sobre uma delas. A figura 11 ilustra o resultado final da aplicação da potência, novamente substituindo o volume total de vazios pela porosidade e o volume total de cimento (V_{ci}) pelo teor volumétrico de cimento (C_{iv}). O autor utilizou um fator de potência igual a 0,28 sobre o teor volumétrico de cimento.

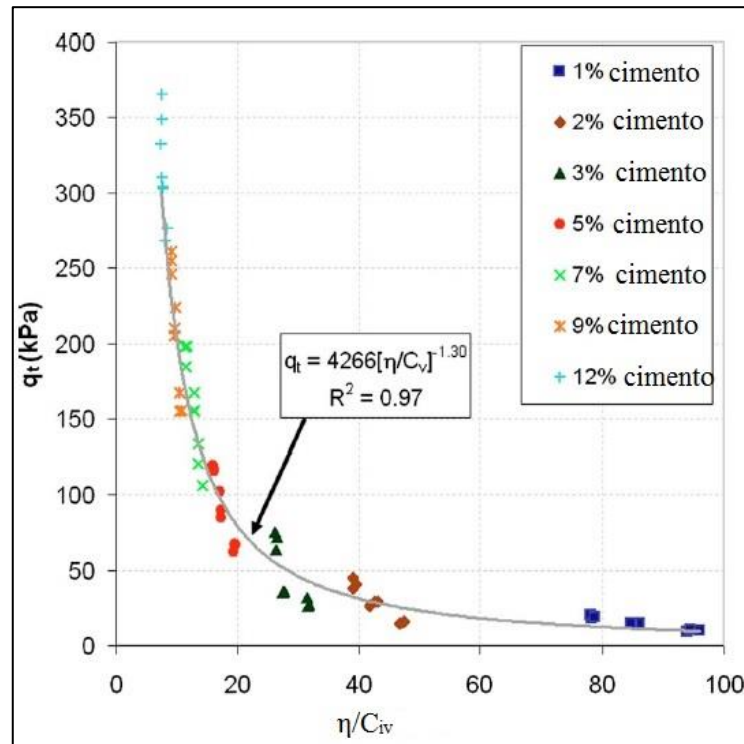
Figura 11 – Variação da resistência à compressão simples com a razão porosidade/teor volumétrico de cimento



(fonte: FOPPA, 2005, p. 126)

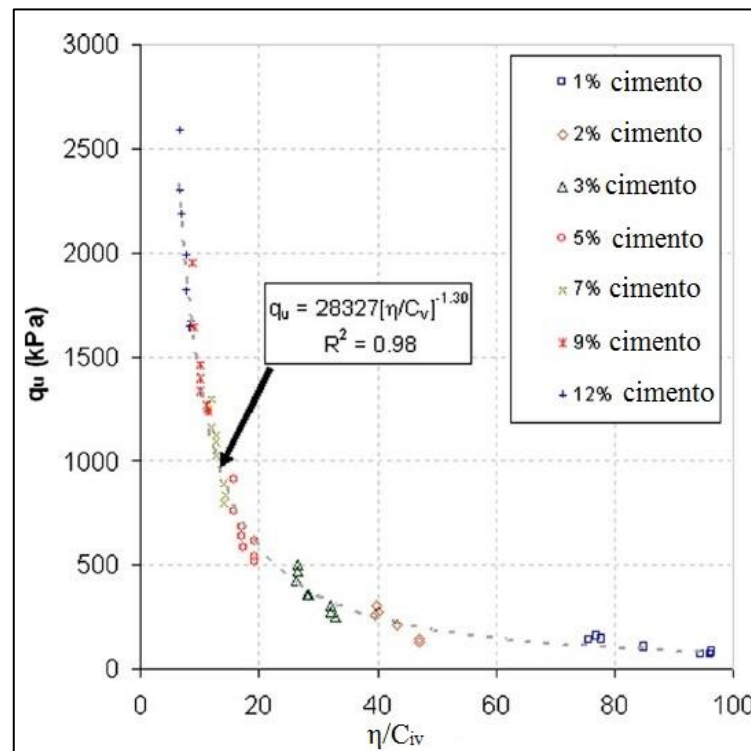
Consoli et al. (2010, p. 762-763, tradução nossa) definem a porosidade como a razão entre o volume de vazios pelo volume total e o teor volumétrico de cimento como a razão entre o volume de cimento pelo volume total. Diferentemente das outras pesquisas citadas anteriormente com cal e cimento, nesta pesquisa realizada com areia de Osório e cimento Portland, os autores concluíram que não há necessidade de inserir um fator de potência. Isso se deve à boa correlação entre os valores de resistência à compressão simples (figura 12) e resistência à tração (figura 13) com a razão entre a porosidade e o teor volumétrico de cimento.

Figura 12 – Variação da resistência à tração com a razão porosidade/teor volumétrico de cimento



(fonte: adaptado de CONSOLI et al., 2010, p. 762, tradução nossa)

Figura 13 – Variação da resistência à compressão simples com a razão porosidade/teor volumétrico de cimento



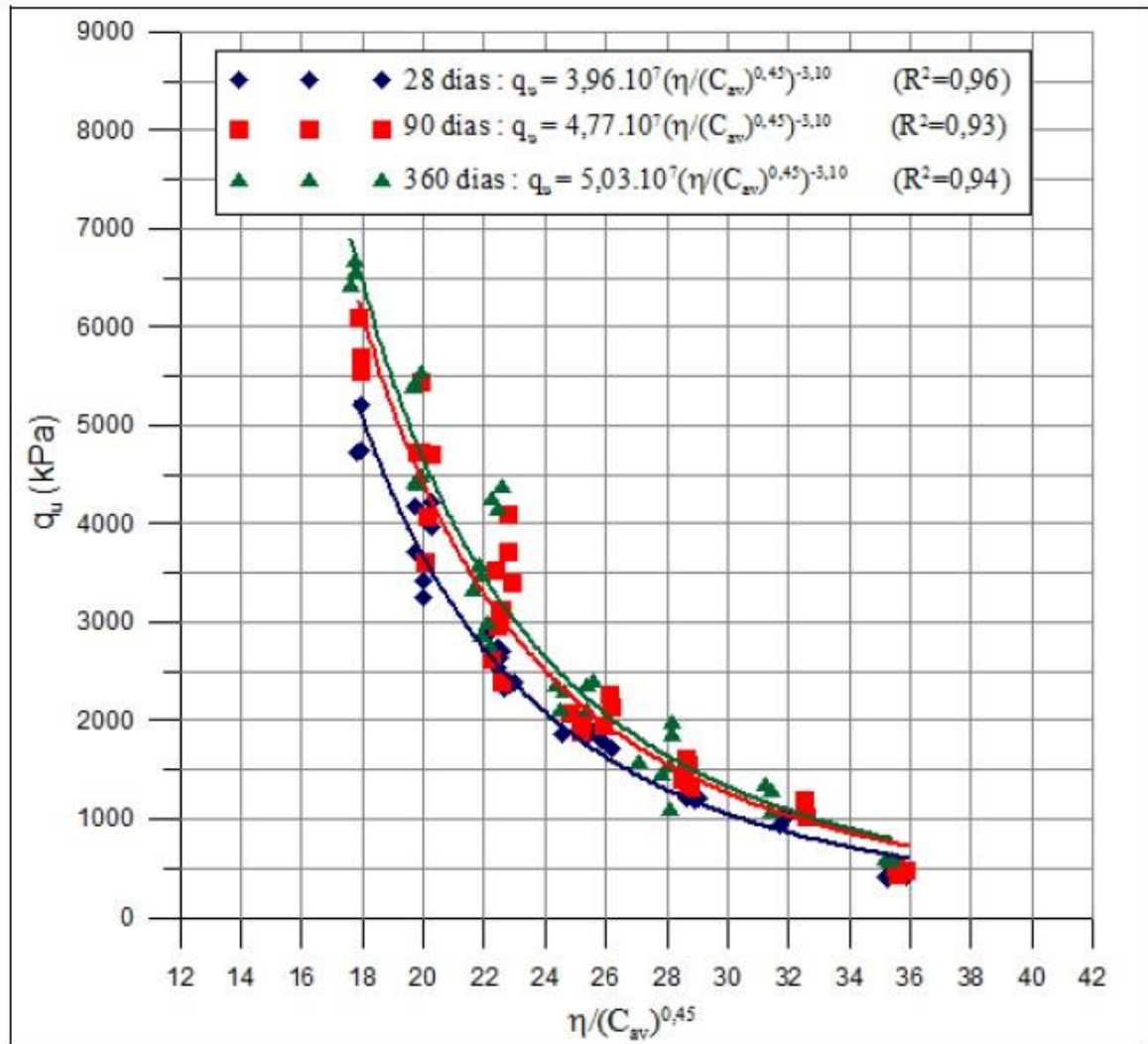
(fonte: adaptado de CONSOLI et al., 2010, p. 762, tradução nossa)

3.7 INFLUÊNCIA DO TEMPO DE CURA

Consoli et al. (2012, p. 19, tradução nossa) justificaram o estudo com solo estabilizado com cal para um tempo de cura de 28 dias, devido ao ganho de resistência lento da cal hidratada utilizada em sua pesquisa, tornando assim o material inadequado para tempos de cura inferiores a este.

Johann (2013, p. 115-222), analisou três diferentes tempos de cura (28, 90 e 360 dias) de amostras de caulim estabilizadas com diferentes teores de cal. A autora concluiu que a resistência à compressão simples e a resistência à tração são maiores para tempos de cura mais elevados. A explicação do fenômeno se dá ao fato das reações pozolânicas necessitarem de algum tempo após a compactação da mistura para iniciarem, se desenvolvendo posteriormente por muitos anos e proporcionando elevação das resistências. Para acontecer esse ganho de resistência, o pH do solo deve ser elevado o suficiente para que ocorra dissolução da sílica e da alumina dos argilo-minerais do solo, e a combinação desses elementos com a cal deve originar novos produtos cimentantes. A autora ainda verificou que a diferença entre os valores de resistência para diferentes tempos de cura é mais significativa para as amostras com menores valores de teor de umidade (foram testados valores de teor de umidade de 17%, 20% e 23%). A figura 14 ilustra os resultados obtidos pela autora para resistência à compressão simples de amostras com teor de umidade de 20%.

Figura 14 – Variação da resistência à compressão simples para diferentes tempos de cura



(fonte: JOHANN, 2013, p. 124)

Para solos estabilizados com cimento Portland do tipo V (alta resistência inicial), o tempo de cura pode ser inferior ao de solos estabilizados com cal, devido ao rápido ganho de resistência deste tipo de cimento. Trabalhos como os de Consoli et al. (2010) e Consoli et al. (2013) foram realizados com tempo de cura de sete dias.

4 TEORIA DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB

Este capítulo aborda a teoria de ruptura de Mohr-Coulomb. Inicialmente serão abordados conceitos de tensão efetiva, resistência ao cisalhamento, coesão e ângulo de atrito para que se possa posteriormente realizar o detalhamento da teoria.

4.1 TENSÃO EFETIVA

O solo pode ser compreendido como um conjunto de partículas sólidas entre os vazios (água e ar). A parcela de partículas sólidas do solo é responsável por resistir a tensões normais aplicadas a ele, devido às forças entre as partículas se tornarem mais elevadas. Em caso de completa saturação do solo, a água presente nos vazios também é capaz de suportar um acréscimo de tensões (CRAIG, 2007, p. 58).

O princípio da tensão efetiva, desenvolvido por Terzaghi em 1923, representa as forças transmitidas apenas entre as partículas sólidas do solo e é representado pela fórmula 1 (CRAIG, 2007, p. 58):

$$\sigma' = \sigma - u \quad (\text{fórmula 1})$$

Sendo:

σ' = tensão normal efetiva, que representa a tensão transmitida pelas partículas sólidas;

σ = tensão normal total, que representa a força por unidade de área;

u = pressão neutra ou poropressão.

4.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A resistência ao cisalhamento é fundamental para analisar a estabilidade de uma massa de solo, pois caso a tensão cisalhante se iguale a essa resistência, há ruptura no ponto onde isso acontece. Como a resistência do solo acontece pela interação entre as partículas sólidas, a resistência ao cisalhamento deve ter como parâmetros de controle a coesão efetiva e o ângulo

de atrito interno efetivo (CRAIG, 2007, p. 74). Segundo Pinto (2006, p. 260): “A ruptura dos solos é quase sempre um fenômeno de cisalhamento, que acontece, por exemplo, quando uma sapata de fundação é carregada até a ruptura ou quando ocorre o escorregamento de um talude.”.

Como, de acordo com o princípio da tensão efetiva, a resistência dos solos se dá apenas pelas partículas sólidas, os parâmetros de projeto (ângulo de atrito interno e coesão) e a tensão normal considerados devem ser os efetivos. A fórmula 2 expressa como a resistência ao cisalhamento pode ser calculada com base em parâmetros de projeto e tensão efetiva (CRAIG, 2007, p. 74).

$$\tau_f = c' + \sigma_f' * \text{tg } \phi' \quad (\text{fórmula 2})$$

Sendo:

τ_f = resistência ao cisalhamento;

c' = coesão efetiva;

σ_f' = tensão normal efetiva na ruptura;

ϕ' = ângulo de atrito interno efetivo.

4.3 PARÂMETROS DE PROJETO

Os parâmetros de coesão e ângulo de atrito são variáveis importantes para que se possa obter a resistência ao cisalhamento de um solo. Esses parâmetros serão descritos na sequência.

4.3.1 Coesão

A coesão é a parcela de resistência devido à atração química entre as partículas, formando uma parcela que independe da tensão normal atuante no solo. Em solos sedimentares, essa parcela é muito inferior aos valores de ângulo de atrito, porém em solos naturalmente cimentados pode apresentar valores significativos (PINTO, 2006, p. 262).

4.3.2 Ângulo de atrito interno

Segundo Pinto (2006, p. 260), o ângulo de atrito interno pode ser definido da seguinte forma:

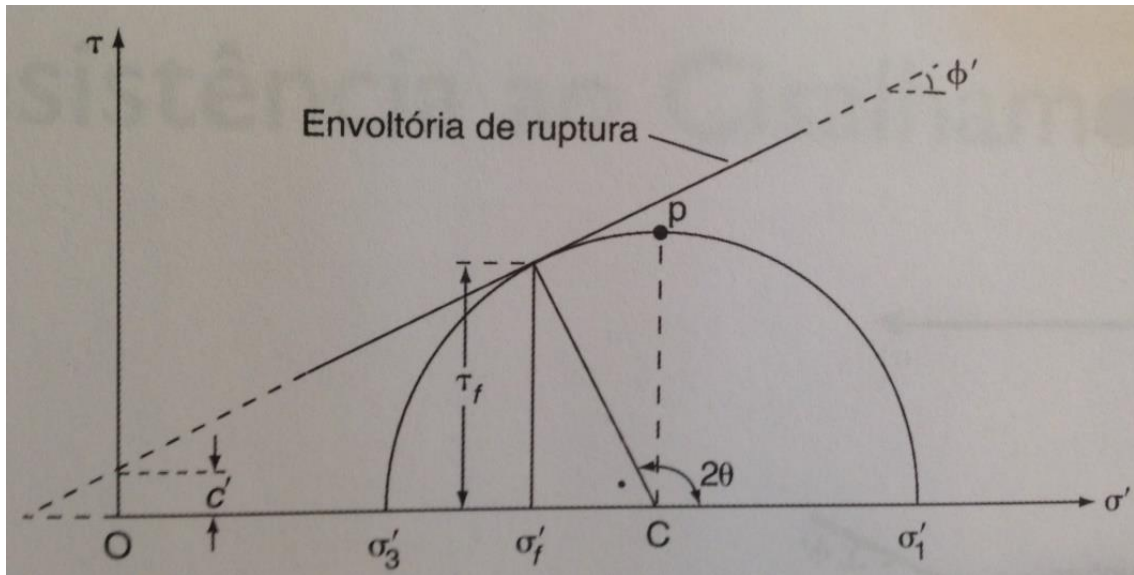
[...] [o ângulo de atrito] pode ser entendido como o ângulo máximo que a força transmitida pelo corpo à superfície pode fazer com a normal ao plano de contato sem que ocorra deslizamento. Atingido esse ângulo, a componente tangencial é maior que a resistência ao deslizamento, que depende da componente normal [...]

O valor da resistência ao cisalhamento devido ao atrito é diretamente proporcional à tensão normal aplicada. O atrito nos solos envolve um vasto número de partículas que possuem a propriedade de deslizar entre si e rolar umas sobre as outras, diferentemente do atrito entre dois corpos. Partículas de areia possuem tamanho suficientemente grande para, ao sofrerem carregamento, expulsarem a água, havendo contato direto entre os sólidos. Por outro lado, em partículas argilosas, as forças são pequenas e não são capazes de expulsar as moléculas de água, sendo estas as responsáveis pela transmissão de forças, extremamente menores do que as forças transmitidas pelas partículas de areia (PINTO, 2006, p. 261).

4.4 TEORIA DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB

É possível representar os estados planos de tensões em gráficos de tensão de cisalhamento (τ) em função da tensão normal efetiva (σ'). Para essa teoria, é assumido que a variação da tensão de cisalhamento é linear com a variação da tensão normal efetiva, dependendo dos valores de coesão efetiva e ângulo de atrito interno efetivo. A representação pode ser feita por um ponto com essas coordenadas (tensão de cisalhamento e tensão normal efetiva), assim como por semi-círculos de Mohr, definidos pelas tensões efetivas principais (σ_1' e σ_3') que representam os estados de tensões na ruptura. A linha que tangencia esses semi-círculos é definida como a envoltória de ruptura. Um estado de tensões não pode estar representado por um par de coordenadas situado acima da envoltória de ruptura ou por um círculo de Mohr que esteja parcialmente acima da envoltória de ruptura. A figura 15 demonstra a teoria, nela pode ser visualizado que a coesão efetiva e o ângulo de atrito interno efetivo influenciam diretamente no traçado da envoltória de ruptura (CONSOLI et al., 2014, p. 165, tradução nossa; CRAIG, 2007, p. 74-76).

Figura 15 – Teoria de ruptura de Mohr-Coulomb



(fonte: CRAIG, 2007, p. 76)

5. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Nesse capítulo é apresentado o programa experimental desenvolvido durante o presente Trabalho de Conclusão de Concurso. O trabalho tem como objetivo principal a aplicação da teoria de Mohr-Coulomb para a determinação de correlações entre ensaios de compressão simples e diametral com ensaios de compressão triaxial, conforme já realizado em outros trabalhos para outras misturas como em Consoli (2014).

Para a mistura de solo residual de arenito Botucatu, realizou-se os três ensaios abordados neste trabalho. Já para a mistura da areia de Osório, foram realizados apenas os ensaios de compressão simples e compressão diametral, havendo disponibilidade dos dados dos ensaios de compressão triaxial na literatura. Por último, para a mistura de caulim, não houve necessidade de realização de ensaios, em virtude da disponibilidade de todos os valores necessários em bibliografia, apenas havendo a necessidade de organizá-los na abordagem estudada nesse trabalho. O quadro 1 resume os ensaios realizados e os trabalhos utilizados como fonte de dados, quando pertinente.

Quadro 1 – Resumo dos ensaios realizados e trabalhos utilizados como fonte de dados

Ensaio	Solos		
	Solo residual de arenito Botucatu	Areia de Osório	Caulim
Resistência à compressão simples	Realizados e obtidos de Consoli et al. (2013)	Realizados	Obtidos de Corte (2013)
Resistência à compressão diametral	Realizados e obtidos de Consoli et al. (2013)	Realizados	Obtidos de Corte (2013)
Resistência à compressão triaxial	Realizados	Obtidos de Consoli et al. (2009)	Obtidos de Sachetti (2012)

(fonte: elaborado pelo autor)

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este Trabalho de Conclusão de Curso apresenta uma sequência de outros trabalhos, desenvolvidos no Legg.

Assim sendo, para a mistura de solo residual de arenito Botucatu, cimento Portland e fibra de polipropileno, escolheu-se uma dosagem intermediária para o valor de η/C_{iv} obtido com base no trabalho de Consoli et al. (2013). Desta forma, foram obtidos os seguintes valores para dosagem da mistura:

- a) massa específica aparente seca: 1,70 g/cm³;
- b) teor de umidade em relação à massa da mistura seca: 10%;
- c) massa de cimento Portland em relação à massa de solo seco: 7%;
- d) porcentagem de fibra de polipropileno: 0,5% do total da mistura;
- e) tempo de cura: 7 dias.

Para a mistura da areia de Osório, cimento Portland e fibra de polipropileno, utilizou-se dos resultados dos ensaios de compressão triaxial de Consoli et al. (2009), de forma que foi escolhida uma das porcentagens de cimento Portland utilizada (4%), assim como a mesma porosidade (índice de vazios igual a 0,70), mesmo tempo de cura e mesmo teor de umidade, resultando na seguinte dosagem:

- a) massa específica aparente seca: 1,54 g/cm³;
- b) teor de umidade em relação à massa da mistura seca: 10%;
- c) massa de cimento Portland em relação à massa de solo seco: 4%;
- d) porcentagem de fibra de polipropileno: 0,5% do total da mistura;
- e) tempo de cura: 7 dias.

Para a mistura caulim, cal e fibra de polipropileno, não houve necessidade de realização de ensaios nesse trabalho conforme demonstrado no quadro 1, apenas foram compilados os dados dos trabalhos de Corte (2013) e Sachetti (2012), utilizando-se como dosagem de referência para análise a dos ensaios de compressão triaxial de Sachetti (2012):

- a) massa específica aparente seca: 1,50 g/cm³;
- b) teor de umidade em relação à massa da mistura seca: 20%;
- c) massa de cal em relação à massa de solo seco: 5%;
- d) porcentagem de fibra: 0,5% do total da mistura;
- e) tempo de cura: 28 dias.

5.2 MATERIAIS UTILIZADOS NA PESQUISA

A seguir, serão detalhadas as informações a respeito dos materiais (solos, agentes cimentantes e fibra), já citados anteriormente, utilizados ao longo da pesquisa.

5.2.1 Solo residual de arenito Botucatu

Um dos solos utilizados na pesquisa trata-se de um solo residual de arenito Botucatu, obtido na região metropolitana de Porto Alegre, e que é constantemente estudado em pesquisas realizadas no Legg. A escolha desse tipo de solo se deu devido ao fato de ele estar presente em boa parte do Rio Grande do Sul, inclusive nas principais áreas econômicas do estado, sendo fundamental o seu conhecimento para o desenvolvimento dessas regiões. Além disso, o solo apresenta baixa capacidade de suporte, salientando a importância de ser estabilizado para fins práticos, e ainda possui boa trabalhabilidade em laboratório.

Foppa (2005, p. 67-78) caracterizou o solo residual de arenito Botucatu como uma areia fina siltosa, desuniforme e medianamente plástica. As propriedades físicas do solo foram determinadas pelo autor e podem ser visualizadas na tabela 2. A figura 16 ilustra uma amostra de solo, após secagem, destorroamento e peneiramento, utilizada nas moldagens.

Tabela 2 – Propriedades físicas do solo residual de arenito Botucatu

PROPRIEDADES	VALORES	NORMA SEGUIDA PARA CLASSIFICAÇÃO E/ OU ENSAIO	OBSERVAÇÕES
Limite de Liquidez (LL)	23%	NBR 6459/84	-
Limite de Plasticidade (LP)	13%	NBR 7180/84	-
Índice de Plasticidade (IP)	10%	-	-
Densidade Real dos Grãos (G)	2,64	NBR 6508/84	Média de 3 determinações
% de Areia Média ($0,2 < \phi < 0,6$ mm)	16,2%	NBR 6502/95	Com uso de defloculante
% de Areia fina ($0,06 < \phi < 0,2$ mm)	45,4%		
% de Silte ($0,002 < \phi < 0,06$ mm)	33,4%		
% de Argila ($\phi < 0,002$ mm)	5,0%		
Diâmetro Efetivo (D_{10})	0,0032 mm	NBR 6502/95	-
Coefficiente de Uniformidade (C_u)	50	NBR 6502/95	-

(fonte: FOPPA, 2005, p. 68)

Figura 16 – Amostra do solo residual de arenito Botucatu utilizado na pesquisa



(fonte: foto do autor)

5.2.2 Areia de Osório

A areia utilizada nessa pesquisa é de uma jazida localizada no município de Osório/RS. Spinelli³ (1999, apud FESTUGATO, 2008) afirma que 99% de sua composição mineralógica é de quartzo, sendo o restante composto por glauconita, ilmenita, turmalina e magnetita. O material foi caracterizado no Legg como uma areia fina, limpa, de granulometria uniforme e inerte e seus índices físicos podem ser identificados na tabela 3. A figura 17 ilustra uma amostra de areia de Osório utilizada nas moldagens.

³ SPINELLI, L. F. **Comportamento de fundações superficiais em solos cimentados**. Porto Alegre, 1999. 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999.

Tabela 3 – Propriedades físicas da areia de Osório

Índices Físicos	Areia de Osório
Massa específica real dos grãos (γ_s)	26,2kN/m ³
Coefficiente de uniformidade, C_u	2,0
Coefficiente de curvatura, C_c	1,1
Diâmetro efetivo, D_{10}	0,11mm
Diâmetro médio, D_{50}	0,20mm
Índice de vazios mínimo, $e_{mínimo}$	0,6
Índice de vazios máximo, $e_{máximo}$	0,9

(fonte: FESTUGATO, 2008, p. 70)

Figura 17 – Amostra da areia de Osório utilizada na pesquisa



(fonte: foto do autor)

5.2.3 Caulim

O caulim utilizado nos experimentos de Corte (2013) e Sachetti (2012), trabalhos que serviram como fonte de dados para a nova abordagem deste trabalho, é um solo proveniente do município de Pântano Grande/RS, comprado pelo Legg para realização de estudos. Segundo Corte (2013, p. 35), por ser um solo caolinítico, não apresenta expansividade, sendo adequada sua estabilização com agentes cimentantes.

Rosa (2010, p. 24) afirma que a coloração do caulim pode ser rosa ou branca, dependendo do teor de ferro presente. O material é composto por silicatos de alumínio hidratados cristalinos, principalmente caulinita e haloisita e, ainda que em menor proporção, ilita. Johann (2013, p. 91-92) realizou a caracterização física do solo e concluiu que 100% do material passa na peneira 200 (0,075 mm), sendo que as frações de silte e argila são de 78% e 22%, respectivamente. A tabela 4 determinada pela autora ilustra os índices físicos do solo. A figura 18 ilustra uma amostra de caulim utilizada no trabalho de Corte (2013).

Tabela 4 – Propriedades físicas do caulim

Propriedades	Valores	Norma seguida para classificação e/ou ensaio	Observações
Limite de Liquidez (LL)	38,2	NBR 6459/84	-
Limite de Plasticidade (LP)	34,5	NBR 7180/84	-
Índice de Plasticidade (IP)	3,7	-	-
Massa Específica Real dos Grãos (G)	2,55 g/cm ³	NBR 6508/84	Média de 3 determinações
% de Silte (0,002ϕ>0,06 mm)	78%	Ensaio de difração à laser	-
% de Argila ($\phi<0,002$ mm)	22%		

(fonte: JOHANN, 2013, p. 92)

Figura 18 – Caulim rosa



(fonte: CORTE, 2013, p. 37)

5.2.4 Cimento Portland

O cimento Portland utilizado na pesquisa foi do tipo CP-V-ARI. A escolha deste tipo de cimento se deu devido ao fato de ser um material de alta resistência inicial, permitindo que o tempo de cura de 7 dias fosse suficiente para uma boa estabilização do solo. Segundo a Associação Brasileira de Cimento Portland (2002), este cimento atinge 80% de sua resistência ao final de 7 dias. A massa específica real dos grãos de cimento foi definida no trabalho de Lopes Junior (2007) e é de 3,15 g/cm³. O cimento utilizado na pesquisa é da marca Cimpor, fabricado em Nova Santa Rita, no Rio Grande do Sul.

5.2.5 Cal

A cal, utilizada nos experimentos de Corte (2013) e Sachetti (2012), é proveniente do município de Caçapava do Sul/RS, e caracteriza-se por ser uma cal dolomítica, comercialmente chamada de “Primor Extra” do tipo CH II.

Johann (2013, p. 93) determinou as propriedades físicas da cal, com alguns dados provenientes do fabricante, conforme pode ser visualizado na tabela 5. A autora ainda determinou, a partir de ensaios, que o valor médio da massa específica da cal é de 2,49 g/cm³.

Tabela 5 – Propriedades físicas da cal

Propriedades	Limites da NBR 7175/86	Análise
Densidade	600 g/l	510 g/l
Perda ao Fogo	-	23,3%
Resíduo Insolúvel	-	4,7%
CO ₂ (anidrido carbônico)	5%	2,2%
Óxidos Totais	88%	94,8%
Óxidos não Hidratados	15%	11%
CaO	-	44,8%
MgO	-	27,9%
Umidade	1,5%	0,6%
Resíduo na peneira 0,600 mm	0,5%	0,0%
Resíduo na peneira 0,075 mm	15%	8,0%

(fonte: JOHANN, 2013, p. 93)

5.2.6 Fibra de polipropileno

As fibras de polipropileno, de grande utilização na indústria têxtil, possuem a propriedade de reduzir a fragilidade do material, aproximando a mistura de um comportamento dúctil, ao invés do frágil e minimizar fissuras de tração.

As fibras de polipropileno utilizadas nas misturas neste trabalho possuem 24 milímetros de comprimento e 0,023 milímetros de diâmetro e são de fabricação da Fitesa Fibras e Filamentos Ltda, sendo destinadas também para o uso em concreto, com funções semelhantes às suas funções no melhoramento de solos. Antes da mistura, as fibras foram previamente desfiadas, a fim de tornar a mistura mais homogênea. A figura 19 ilustra as fibras utilizadas e na figura 20, as fibras podem ser visualizadas após o desfiamento.

Figura 19 – Fibras de polipropileno de 24 mm de comprimento e 0,023 mm de diâmetro antes de serem desfiadas



(fonte: foto do autor)

Figura 20 – Fibras de polipropileno de 24 mm de comprimento e 0,023 mm de diâmetro após serem desfiadas



(fonte: foto do autor)

5.2.7 Água

A água utilizada para atingir o teor de umidade amostral na moldagem dos corpos de prova foi destilada em laboratório. No entanto, a água utilizada para saturação dos corpos de prova para os ensaios de compressão simples e compressão diametral foi obtida da rede pública de abastecimento.

5.3 MÉTODOS

Esse item apresenta os métodos utilizados na execução dos ensaios de compressão simples, diametral e triaxial. A abordagem parte da moldagem dos corpos de prova até a ruptura dos mesmos.

5.3.1 Preparação das misturas

A moldagem dos corpos de prova foi realizada da mesma forma para todos os ensaios realizados a fim de ser obtido um padrão e poder comparar os resultados.

Primeiramente, eram pesados: solo, cimento Portland, fibra de polipropileno e água destilada na quantidade suficiente para moldar um par de corpos de prova, mais uma quantidade adicional de aproximadamente 4% para que se pudesse verificar o teor de umidade. A pesagem dos materiais era feita conforme a dosagem especificada em uma balança com precisão de 0,01 g. Misturava-se o solo e o cimento Portland com uma espátula metálica até atingir homogeneidade, para então adicionar água destilada e realizar nova mistura, mais uma vez até a homogeneidade. As fibras de polipropileno eram misturadas por último à mistura solo-cimento-água, uma vez que, caso sejam adicionadas antes da água, pode ocorrer a flutuação delas, fenômeno que não é desejado. Após a mistura pronta, ela permanecia armazenada em um recipiente fechado para evitar a perda da umidade determinada na dosagem. A figura 21 ilustra todos os materiais devidamente preparados antes do início da mistura de solo residual de arenito Botucatu, cimento Portland, fibra de polipropileno e água destilada, além do molde tripartido utilizado na moldagem.

Figura 21 – Materiais separados para a mistura de solo residual de arenito Botucatu



(fonte: foto do autor)

5.3.2 Moldagem dos corpos de prova

De posse da mistura pronta, nas condições e dosagens especificadas, iniciava-se o processo de moldagem dos corpos de prova. Para a moldagem, utilizou-se um molde metálico tripartido de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura, que pode ser visualizado desmontado na figura 22 e montado na figura 23. A compactação era feita em três camadas, sendo que sempre que houvesse uma camada a ser adicionada posteriormente, realizava-se escarificação com uma faca para melhorar a aderência entre as sucessivas camadas.

Figura 22 – Molde metálico tripartido desmontado



(fonte: foto do autor)

Figura 23 – Molde metálico tripartido montado



(fonte: foto do autor)

Após a compactação da última camada, a amostra era imediatamente removida do molde metálico, pesada, além de serem feitas medições de suas dimensões características. O peso do corpo de prova era medido com uma balança com precisão de 0,01 g, enquanto que as medidas de diâmetro e altura eram realizadas com um paquímetro com precisão de 0,05 mm. A fim de melhorar a precisão, eram realizadas três medidas de altura e seis medidas de diâmetro. Ao final do procedimento de moldagem, também se extraíam três amostras de solo restantes da moldagem para medição do teor de umidade. Essas amostras eram armazenadas em duas cápsulas, pesadas e colocadas dentro de uma estufa à aproximadamente 60 graus Celsius. Aproximadamente 48 horas depois, as cápsulas eram novamente pesadas e assim era possível verificar se a umidade dos corpos de prova moldados estava em um valor aceitável. O cálculo do teor de umidade por esse procedimento era realizado conforme a fórmula 3 (PINTO, 2006, p. 36).

$$\omega = \frac{P_{\text{ÚMIDO}} - P_{\text{SECO}}}{P_{\text{SECO}} - P_{\text{CÁPSULA}}} * 100 \quad (\text{fórmula 3})$$

Sendo:

ω = teor de umidade;

$P_{\text{ÚMIDO}}$ = peso da cápsula contendo solo antes de colocado na estufa;

P_{SECO} = peso da cápsula contendo solo depois de colocado na estufa;

$P_{\text{CÁPSULA}}$ = peso da cápsula.

Os corpos de prova eram então acondicionados em um saco plástico, conforme a figura 24 – que ilustra também um corpo de prova de areia de Osório sendo pesado – identificados, amarrados e armazenados em ambiente com temperatura controlada (aproximadamente 23 graus Celsius). Os corpos de prova que seriam rompidos nos ensaios de resistência à compressão simples e diametral eram removidos do saco plástico no sexto dia após a moldagem e imersos em água, para que fossem ensaiados no dia seguinte, completando os sete dias de tempo de cura. Esse processo de imersão dos corpos de prova em água era feito para garantir a saturação dos mesmos e minimizar os efeitos de sucção mátrica. Trabalhos como o de Dalla Rosa (2009) comprovaram a eficácia do procedimento. A figura 25 ilustra dois corpos de prova da mistura de areia de Osório durante o período de imersão em água para garantir a saturação. Já os corpos de prova que seriam rompidos no ensaio de compressão

triaxial, eram removidos do armazenamento no quinto dia após a moldagem para que se iniciasse o procedimento de ensaio a ser detalhado na seção 5.3.4.

Figura 24 – Corpo de prova da mistura de areia de Osório sendo pesado e armazenado em saco plástico



(fonte: foto do autor)

Figura 25 – Corpos de prova da mistura de areia de Osório durante processo de saturação



(fonte: foto do autor)

5.3.3 Critérios de aceitação dos corpos de prova

Os corpos de prova apenas eram ensaiados após a verificação dos seguintes critérios de aceitação, em relação às dosagens já especificadas:

- a) massa específica aparente seca: grau de compactação entre 99% e 101% do especificado;
- b) teor de umidade em relação à massa da mistura seca: mais ou menos 0,5%;
- c) diâmetro: mais ou menos 0,5 mm do valor especificado;
- d) altura: mais ou menos 1,0 mm do valor especificado.

Os corpos de prova que não atenderam às condições apresentadas foram descartados e moldados novamente.

5.3.4 Ensaio de compressão simples e ensaio de compressão diametral

Os ensaios de compressão simples e compressão diametral buscam determinar a resistência à compressão simples (q_u) e a resistência à tração (q_t), respectivamente. Foppa (2005, p. 57) salienta que esses ensaios são fundamentais para determinar a efetividade de solos cimentados artificialmente, além de determinar a importância de fatores influentes na resistência dessas

misturas. O autor ainda salienta que esses ensaios são amplamente difundidos em estudos com concreto, sendo ensaios confiáveis e de execução rápida e fácil.

Para ambos os ensaios supracitados, utilizou-se uma prensa automática com capacidade de 100 kN e um anel dinamométrico calibrado com capacidade de 10 kN, com uma resolução de 0,005 kN (0,5 kgf). A velocidade de deformação dessa prensa foi de aproximadamente 1,14 mm por minuto.

O critério de aceitação dos resultados desses ensaios para cada corpo de prova seguiu as recomendações da NBR 12253 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1992). A Norma salienta que, para três corpos de prova de dosagem idêntica, só podem ser considerados valores que se encontrem dentro da faixa de variação de 10% para mais ou para menos da média entre eles. Esse valor é referente à carga máxima registrada no ensaio. A figura 26 ilustra o ensaio de resistência à compressão simples, enquanto a figura 27 ilustra o ensaio de resistência à compressão diametral. Nota-se, nas duas últimas figuras citadas, que os dois ensaios são realizados no mesmo equipamento, com a diferença do posicionamento dos corpos de prova. Entre as vantagens desses dois ensaios, salienta-se o fato do equipamento ser facilmente encontrado em laboratórios, além da execução simples e rápida.

Figura 26 – Ensaio de resistência à compressão simples em um corpo de prova da mistura de arenito Botucatu



(fonte: foto do autor)

Figura 27 – Ensaio de resistência à compressão diametral em um corpo de prova da mistura de areia de Osório



(fonte: foto do autor)

5.3.5 Ensaio de compressão triaxial

Para esse trabalho, foram realizados ensaios de compressão triaxial do tipo adensado drenado (CD) apenas para os corpos de prova da mistura de solo residual de arenito Botucatu, em trajetórias de tensões convencionais, com o objetivo de validar a teoria de ruptura proposta no trabalho de Consoli (2014) para outras misturas, baseando-se na teoria de Mohr-Coulomb. Foram tomadas como tensões confinantes efetivas: 20 kPa, 100 kPa e 200 kPa para tornar possível o traçado da envoltória de ruptura. O ensaio do tipo CD foi executado para que se possam considerar as tensões efetivas, ou seja, sem haver excesso de poro-pressão.

Os ensaios de compressão triaxiais foram realizados com deformação controlada a uma taxa de 1 mm/hora, tomando-se o devido cuidado para evitar excesso de poro-pressão. O equipamento utilizado é da marca Geonor, conforme a figura 28. O equipamento permite monitorar a pressão confinante no corpo de prova por dois transdutores de pressão acoplados à base da câmara triaxial. A medição do carregamento era realizada por meio de uma célula de carga com resolução de 0,005 kN, externamente à câmara triaxial.

Figura 28 – Equipamento de ensaio de resistência à compressão triaxial



(fonte: foto do autor)

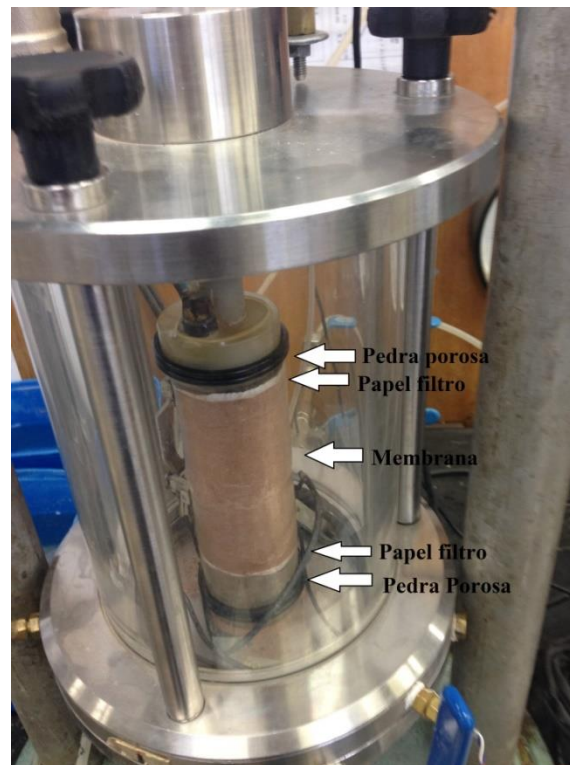
Os ensaios triaxiais foram realizados através das seguintes etapas:

- a) montagem do equipamento;
- b) percolação
- c) saturação;
- d) consolidação;
- e) cisalhamento.

O ensaio de compressão triaxial adensado drenado consiste na aplicação de uma tensão confinante efetiva uniforme no corpo de prova ($\sigma_3 = \sigma_2$) através de uma câmara com água sob pressão e uma tensão axial crescente (σ_1) até a ruptura. A tensão axial é resultado da aplicação de uma tensão de magnitude $\sigma_1 - \sigma_3$, denominada tensão desvio e da tensão confinante (σ_3). As tensões σ_1 e σ_3 são denominadas tensões principais máxima e mínima, respectivamente, e determinam círculos de Mohr de ruptura para cada tensão confinante e sua respectiva tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$). (SACHETTI, 2014, p. 53)

O corpo de prova deve ser isolado lateralmente por uma membrana de látex, de forma que não ocorra contato direto com a água que exerce a pressão confinante. Na base e no topo do corpo de prova eram posicionadas pedras porosas e papéis filtro com as funções de evitar caminhos preferenciais e filtrar. Um detalhe de um corpo de prova montado dentro da célula de compressão triaxial com as devidas indicações das posições das pedras porosas, papéis filtro e membrana pode ser visualizado na figura 29.

Figura 29 – Detalhe ensaio triaxial



(fonte: foto do autor)

A percolação iniciava-se dois dias antes de completar os sete dias do tempo de cura determinado para os corpos de prova. O objetivo dessa etapa era garantir uma maior dissolução das bolhas de ar e acelerar a saturação do corpo de prova. O fluxo de água era aplicado da base para o topo do corpo de prova, sob uma pressão confinante de 30 kPa e uma contra-pressão de 10 kPa, devida a altura do reservatório de água. A quantidade de água percolada era medida e deveria ser aproximadamente igual a duas vezes a quantidade de vazios no corpo de prova, procedimento que levava algumas horas.

Terminada a percolação, iniciava-se o procedimento de saturação do corpo de prova. Este procedimento era realizado por oito incrementos de pressão confinante e de contra-pressão iguais a 50 kPa. Este procedimento era monitorado através do parâmetro de poro-pressão B, segundo Skempton (1954). O parâmetro B era determinado a cada incremento de tensões, para isso isolava-se o corpo de prova e, após o incremento de tensão confinante, fazia-se a leitura da pressão na base do corpo de prova. Essa leitura deveria atingir um valor cada vez mais próximo do incremento de pressão confinante, gerando um valor de parâmetro B cada vez mais próximo de 1. Ao final dos oito incrementos, o valor do parâmetro B deveria ser

próximo o suficiente de 1 (aproximadamente 0,90) para admitir o corpo de prova com um alto grau de saturação, pronto para passar para a próxima etapa. O parâmetro B é definido conforme a fórmula 4 (SKEMPTON, 1954).

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \quad (\text{fórmula 4})$$

Sendo:

B = parâmetro B de Skempton;

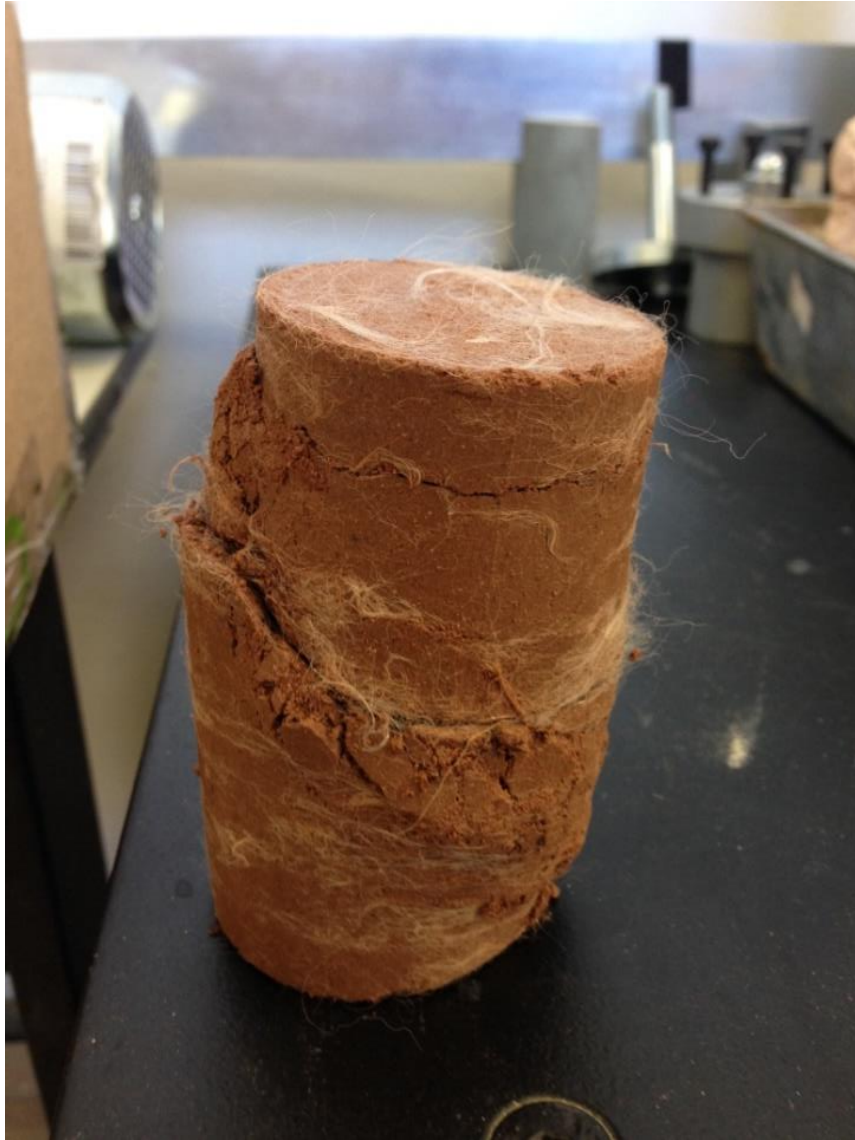
Δu = variação da poro-pressão;

$\Delta \sigma$ = variação da tensão total.

Na etapa de consolidação dos corpos de prova, eram efetuados acréscimos de tensão efetiva até atingir a tensão confinante efetiva determinada no ensaio. Cabe salientar que essa etapa não foi necessária para o corpo de prova ensaiado sob tensão confinante efetiva de 20 kPa, uma vez que essa tensão já havia sido aplicada nas etapas anteriores. Essa etapa era realizada no dia anterior ao início do cisalhamento.

Exatamente sete dias após a moldagem, iniciava-se então o procedimento de cisalhamento, aproximadamente no mesmo horário da moldagem do corpo de prova sete dias antes. A taxa de deformação axial da prensa era de 1 mm/hora, sendo que essa etapa durava aproximadamente dez horas. A figura 30 ilustra um corpo de prova de solo residual de arenito Botucatu após a realização do referido ensaio.

Figura 30 – Corpo de prova de solo residual de arenito Botucatu após cisalhamento por compressão triaxial



(fonte: foto do autor)

O sistema de aquisição de dados utilizado foi o *data logger* da marca NOVUS, em que todos os dados eram registrados em volts. A monitoração e gerenciamento dos dados foram feitos pelo *software Field Chart* Novus.

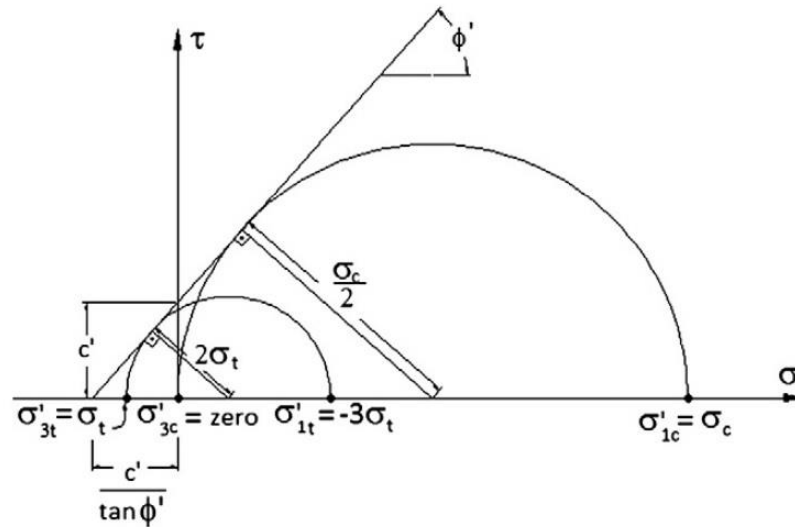
6 ABORDAGEM DE CONSOLI (2014)

Consoli (2014, p. 61-62, tradução nossa) sugere uma nova abordagem para determinação dos parâmetros de resistência de solos, fundamentais para qualquer obra geotécnica, seja ela de fundações, estabilidade de taludes, aterros, entre outras. Os parâmetros de coesão efetiva e ângulo de atrito interno efetivo costumam ser de difícil definição, exigindo ensaios de alta complexidade, caros e demorados como o ensaio de compressão triaxial descrito anteriormente. Além disso, o equipamento utilizado não possui a mesma disponibilidade de equipamentos mais simples como o utilizado para os ensaios de compressão simples e compressão diametral.

Dessa forma, Consoli (2014 p. 61-62, tradução nossa) determinou um modelo alternativo, válido para materiais cimentados, que poderia permitir o uso dos ensaios de resistência à compressão simples e compressão diametral, em nível preliminar de projeto, para avaliar os valores de ângulo de atrito interno efetivo e coesão efetiva. Com isso, torna-se possível a obtenção de tais parâmetros, essenciais para calcular a resistência ao cisalhamento, com base na teoria de ruptura de Mohr-Coulomb.

A teoria de Consoli (2014) consiste em utilizar o estado de tensão principal na ruptura dos ensaios de compressão simples e diametral, plotando no gráfico de tensão cisalhante (τ) *versus* tensão normal efetiva (σ') estes resultados, conforme pode ser visualizado na figura 31. Para o ensaio de resistência à compressão simples, a tensão efetiva principal menor (σ_3') e a tensão efetiva principal maior (σ_1') são: $\sigma_{3c}'=0$ e $\sigma_{1c}'= \sigma_c$, respectivamente. Para o ensaio de resistência à compressão diametral esses valores são: $\sigma_{3t}'= \sigma_t$ e $\sigma_{1t}'=-3*\sigma_t$, respectivamente.

Figura 31 – Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb a partir da abordagem de Consoli (2014) para ensaios de compressão não confinada



(fonte: CONSOLI, 2014, p. 62)

Como apontado por Jaeger et al.⁴ (2007, apud CONSOLI, 2014, p. 61-62, tradução nossa), através de relações de triângulos retângulos na figura 31, pode-se determinar os valores do ângulo de atrito interno efetivo e de coesão efetiva utilizando as equações 1 e 2.

$$\text{sen } \phi' = \frac{\frac{\sigma_c}{2}}{\left(\frac{\sigma_c}{2} + \frac{c'}{\tan \phi'}\right)} \quad (\text{equação 1})$$

Sendo:

c' = coesão efetiva;

ϕ' = ângulo de atrito interno efetivo.

σ_c = tensão normal de compressão simples.

⁴ JAEGER, J. C.; COOK, N. G. W.; ZIMMERMAN, R. W. **Fundamentals of rock mechanics**. 4. ed. Oxford: Black-Well Publishing, 2007.

$$\text{sen } \phi' = \frac{2 * \sigma_t}{\left(\sigma_t + \frac{c'}{\tan \phi'} \right)} \quad (\text{equação 2})$$

Sendo:

σ_t = tensão normal de tração.

Substituindo o termo $[c' / (\tan \phi')]$ da equação 1 na equação 2 e rearranjando em termos de $(\text{sen } \phi')$, obtém-se a equação 3.

$$\text{sen } \phi' = \left(\frac{\sigma_c - 4 * \sigma_t}{\sigma_c - 2 * \sigma_t} \right) \quad (\text{equação 3})$$

Portanto, desenvolvendo a equação 3, é possível determinar o valor do ângulo de atrito interno efetivo através da equação 4.

$$\phi' = \arcsen \left(\frac{\sigma_c - 4 * \sigma_t}{\sigma_c - 2 * \sigma_t} \right) \quad (\text{equação 4})$$

Por fim, substituindo o valor do ângulo de atrito interno efetivo da equação 4 na equação 1 e rearranjando a equação em termos de c' , é possível, finalmente, obter a equação 5 para determinação da coesão efetiva.

$$c' = \frac{\sigma_c * \left[1 - \left(\frac{\sigma_c - 4 * \sigma_t}{\sigma_c - 2 * \sigma_t} \right) \right]}{2 * \cos \left[\arcsen \left(\frac{\sigma_c - 4 * \sigma_t}{\sigma_c - 2 * \sigma_t} \right) \right]} \quad (\text{equação 5})$$

Diversos estudos realizados com misturas solo-cimento e solo-cal concluíram que os valores de resistência à compressão simples e resistência à tração dependem dos valores das razões

porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) e porosidade/teor volumétrico de cal (η/C_{av}). No entanto, esses estudos também concluíram que a razão entre resistência à tração e a resistência à compressão simples é aproximadamente constante e definida por um escalar (ξ) independente de η/C_{iv} e η/C_{av} . Portanto, estudos de dosagem podem concentrar-se em resistência à compressão simples ou resistência à compressão diametral, pois, uma vez definido o valor do escalar ξ , eles são interdependentes. Essas conclusões foram realizadas, por exemplo, nas misturas de caulim-cal nos experimentos de Consoli et al. (2012), nas misturas de areia de Osório-cimento Portland nos experimentos de Consoli et al. (2010) e nas misturas de solo residual de arenito Botucatu-cimento Portland nos experimentos de Consoli et al. (2013).

Portanto, assumindo $\sigma_t = \xi * \sigma_c$, e rearrajando as equações 4 e 5, Consoli (2014, p. 62-63, tradução nossa) define as equações 6 e 7, onde para um dado solo misturado com um agente cimentante, ξ é um escalar, o ângulo de atrito interno efetivo é constante e independente de σ_t , σ_c , do teor de agente cimentante e da relação porosidade/agente cimentante, sendo função apenas do escalar ξ e a coesão efetiva é função do escalar ξ e de σ_c .

$$\phi' = \arcsen\left(\frac{1 - 4 * \xi}{1 - 2 * \xi}\right) \quad (\text{equação 6})$$

Sendo:

ξ = razão entre resistência à tração e resistência à compressão simples.

$$c' = \frac{\sigma_c * \left[1 - \left(\frac{1 - 4 * \xi}{1 - 2 * \xi}\right)\right]}{2 * \cos\left[\arcsen\left(\frac{1 - 4 * \xi}{1 - 2 * \xi}\right)\right]} \quad (\text{equação 7})$$

7 ANÁLISE DE DADOS E RESULTADOS

Nesse capítulo serão detalhados, separadamente, os resultados das três misturas estudadas.

7.1 SOLO RESIDUAL DE ARENITO BOTUCATU

Consoli et al. (2013, p. 1572, tradução nossa) obtiveram as equações 8 e 9 para resistência à compressão simples e resistência à tração, respectivamente, em função do valor de η/C_{iv} para a mistura solo residual de arenito Botucatu-cimento Portland-fibra de polipropileno. Os autores realizaram esse estudo para teores de cimento Portland variando entre 1% e 7% em relação à massa de solo seco, porcentagem de fibra de polipropileno (de 24 mm de comprimento e 0,023 mm de diâmetro) igual a 0,5%, teor de umidade igual a 10% e tempo de cura igual a 7 dias. Os autores concluíram que o valor do escalar ξ é de 0,14, podendo variar entre 0,11 e 0,17.

$$q_u = 17,96 * 10^6 * \left(\frac{\eta}{C_{iv}^{0,28}} \right)^{-2,90} \quad (\text{equação 8})$$

$$q_t = 2,55 * 10^6 * \left(\frac{\eta}{C_{iv}^{0,28}} \right)^{-2,90} \quad (\text{equação 9})$$

No presente trabalho foram realizados ensaios de resistência à compressão simples e resistência à compressão diametral para um valor de η/C_{iv} igual a 25,08, de modo a estar no intervalo definido no trabalho dos autores supracitados. O valor médio dos três ensaios de resistência à compressão simples foi de 1172,16 kPa, enquanto que o valor médio dos três ensaios de resistência à compressão diametral foi de 129,85 kPa. Nenhum dos valores individuais desses ensaios diferenciou-se mais do que 10% da média entre eles, conforme

determinado por norma. Esses valores resultam em um escalar ξ igual a 0,11, ou seja, dentro dos limites estabelecidos por Consoli et al. (2013).

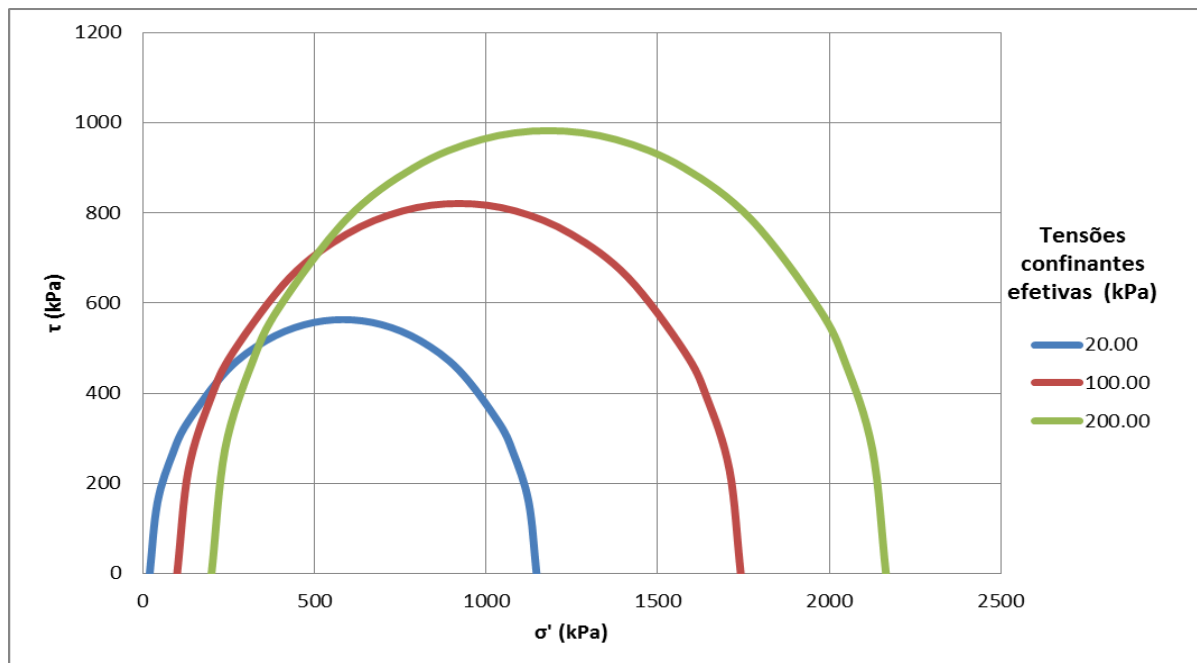
Os três ensaios de compressão triaxial realizados para essa mesma dosagem resultaram em valores de tensão desvio máxima identificados na tabela 6. Os círculos de Mohr para esses ensaios podem ser visualizadas na figura 32. Salienta-se que os ensaios de compressão triaxial mantiveram as mesmas condições de teor de umidade, tempo de cura e porcentagem de fibra de polipropileno do trabalho de Consoli et al. (2013).

Tabela 6 – Resultados da tensão desvio máxima dos ensaios triaxiais da mistura de solo residual de arenito Botucatu

Tensão confinante efetiva (kPa)	Tensão desvio máxima (kPa)
20	1126,77
100	1641,75
200	1964,68

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 32 – Círculos de Mohr dos ensaios triaxiais da mistura de solo residual de arenito Botucatu



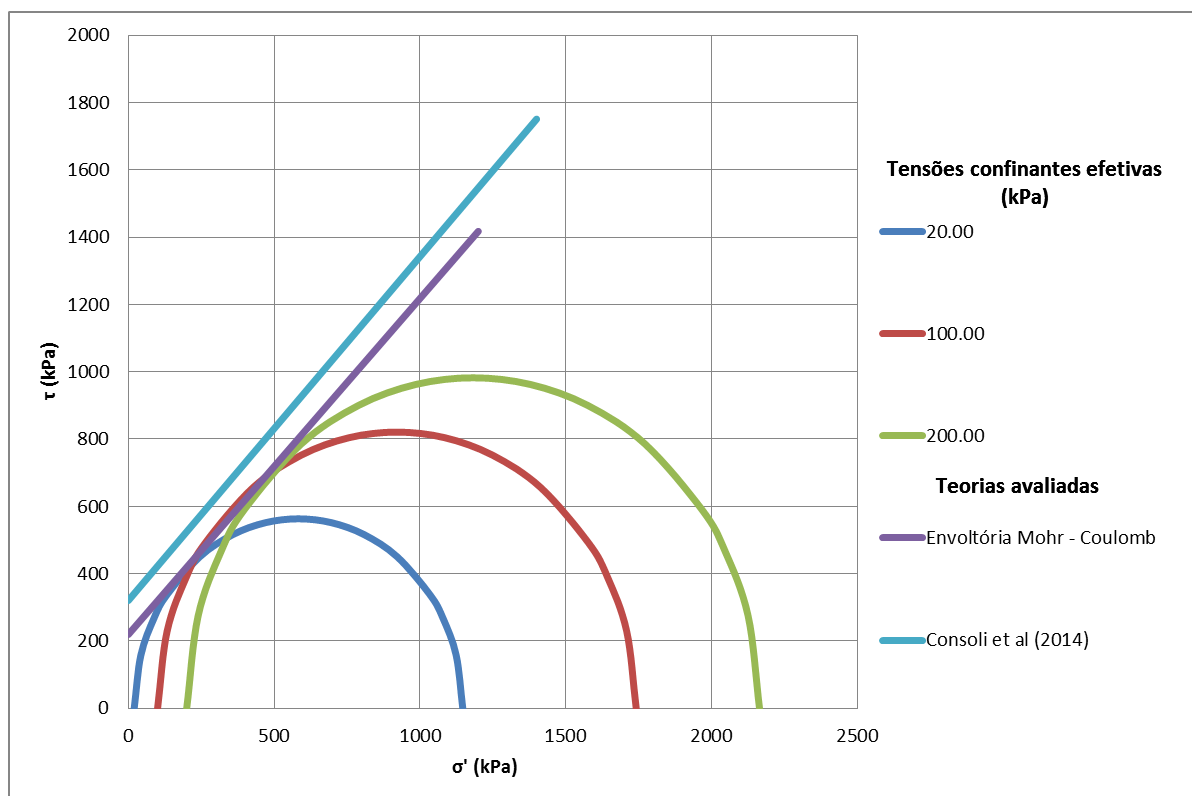
(fonte: elaborado pelo autor)

De posse dos dados dos ensaios de compressão triaxiais da tabela 6, é possível definir os valores de coesão efetiva e ângulo de atrito interno efetivo pela teoria de Mohr-Coulomb, descrita na seção 4.4 deste trabalho.

Com os dados da equação da resistência à compressão simples da equação 8 e o valor de ξ obtido nos ensaios desse trabalho igual a 0,11, substituídos nas equações 6 e 7, descritas no capítulo 6, a teoria de Consoli (2014) pode ser aplicada e comparada com a de Mohr-Coulomb. É importante salientar que o valor q_u da equação 8 é substituído no valor de σ_c da equação 7 para determinação da coesão efetiva, uma vez que ambos os valores representam a resistência à compressão simples.

A figura 33 ilustra os círculos de Mohr da figura 32, obtidos com os valores da tabela 6, assim como a envoltória de Mohr-Coulomb tangenciando os círculos. A linha que representa a envoltória obtida com os valores de coesão efetiva e ângulo de atrito interno efetivo da teoria de Consoli (2014) também está apresentada na figura 33. Os valores de 20, 100 e 200 na legenda da figura 33 correspondem às tensões confinantes efetivas de cada círculo de Mohr. Os valores exatos dos parâmetros de resistência obtidos em cada teoria podem ser observados na tabela 7.

Figura 33 – Comparativo entre teoria de Mohr-Coulomb e Consoli (2014) para a mistura solo residual de arenito Botucatu-cimento Portland-fibra de polipropileno



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 7 – Valores comparativos de parâmetros de resistência entre teorias de Mohr-Coulomb e Consoli (2014) para a mistura solo residual de arenito Botucatu-cimento Portland-fibra de polipropileno

Teoria	Ângulo de atrito interno efetivo (°)	Coesão efetiva (kPa)
Mohr-Coulomb	44,94	219,76
Consoli (2014)	45,61	320,57

(fonte: elaborado pelo autor)

Observando a figura 33 e a tabela 7, nota-se que a nova abordagem de Consoli (2014) é muito eficiente para uma aproximação de valor de ângulo de atrito interno efetivo, porém a coesão efetiva apresenta uma diferença considerável. Salienta-se que essas conclusões podem ser feitas apenas para o intervalo de variação de teor de cimento em relação à massa de solo seco e porosidade definidos no trabalho de Consoli et al. (2013).

7.2 AREIA DE OSÓRIO

Em virtude da não disponibilidade em literatura de estudos racionais de dosagem da mistura de areia de Osório-cimento Portland-fibra de polipropileno, que permitiam obter equações tanto para a resistência à compressão simples como para a resistência à tração das misturas em função do valor de η/C_{iv} , optou-se por analisar uma dosagem pontual, ensaiando-a à compressão simples e compressão diametral e comparando-a aos resultados de Consoli et al. (2009) para ensaios de compressão triaxiais em uma dosagem idêntica.

Consoli et al. (2009, p. 196-203, tradução nossa) realizaram trinta ensaios triaxiais nesse trabalho com areia de Osório, areia de Osório-cimento Portland e areia de Osório-cimento Portland-fibra de polipropileno. Ao final, os autores concluíram que uma análise de regressão múltipla seria adequada para determinar a tensão desvio na ruptura através de três variáveis que foram alteradas no estudo: teor de cimento Portland, teor de fibra de polipropileno e tensão confinante efetiva. A equação 10 é a equação obtida pelos autores para a tensão desvio na ruptura por essa análise.

$$q_f = 903 + 817 * C + 194 * TCE + 196 * C^2 - 153 * C * TF \quad (\text{equação 10})$$

Sendo:

q_f = tensão desvio na ruptura;

C = teor de cimento.

TCE = tensão confinante efetiva;

TF = teor de fibra.

Os valores a serem utilizados como dados de entrada na equação 10 foram definidos pelos autores na tabela 8. Os valores na segunda coluna fora dos parênteses representam as porcentagens e tensões confinantes estudadas pelos autores, enquanto que os valores dentro dos parênteses correspondem aos valores que devem ser usados na equação 10 para os dados desejados.

Tabela 8 – Valores de entrada na equação da análise de regressão múltipla de Consoli et al. (2009)

Variável de entrada	Valor experimental (Dado de entrada)
Teor de cimento (C)	0 (-1); 1(-0,8); 4 (-0,2); 7 (0,4); 10(1)
Teor de fibra de polipropileno (TF)	0 (-1); 0,5 (1)
Tensão confinante efetiva (TCE)	20 (-1); 60 (0); 100 (1)

(fonte: adaptado de CONSOLI et al. 2009, p. 201, tradução nossa)

Conforme descrito anteriormente, nesse trabalho realizou-se o estudo de amostras de areia de Osório-cimento Portland-fibra de polipropileno para uma porcentagem de cimento Portland de 4% em relação à massa de solo seco e de fibra de polipropileno (de 24 mm de comprimento e 0,023 mm de diâmetro) de 0,5% em relação à soma das massas de solo e cimento. Dessa forma, utilizou-se, na equação 10, o valor de -0,2 para a variável referente ao teor de cimento e de 0,5 para o teor de fibra de polipropileno. Já para os valores de tensão confinante efetiva, variou-se entre -1, 0 e 1. Dessa forma, pode-se obter a tabela 9, que demonstra a tensão desvio máxima para cada tensão confinante efetiva ensaiada no trabalho de Consoli et al. (2009) para os teores de cimento e fibra descritos anteriormente.

Tabela 9 – Resultados da tensão desvio máxima dos ensaios triaxiais obtidos da análise de regressão múltipla de Consoli et al. (2009)

Tensão confinante efetiva (kPa)	Tensão desvio máxima (kPa)
20	584,04
60	778,04
100	972,04

(fonte: elaborado pelo autor)

Consoli et al. (2009, p. 200, tradução nossa) definiram os parâmetros de projeto para a mistura na dosagem estudada nesse trabalho como sendo:

- a) coesão efetiva = 132 kPa;
- b) ângulo de atrito interno efetivo = 44 graus.

Assim sendo, realizaram-se ensaios de resistência à compressão simples e resistência à compressão diametral para a mesma dosagem. A média dos três ensaios de resistência à compressão simples, forneceu um valor de resistência à compressão simples de 456,83 kPa,

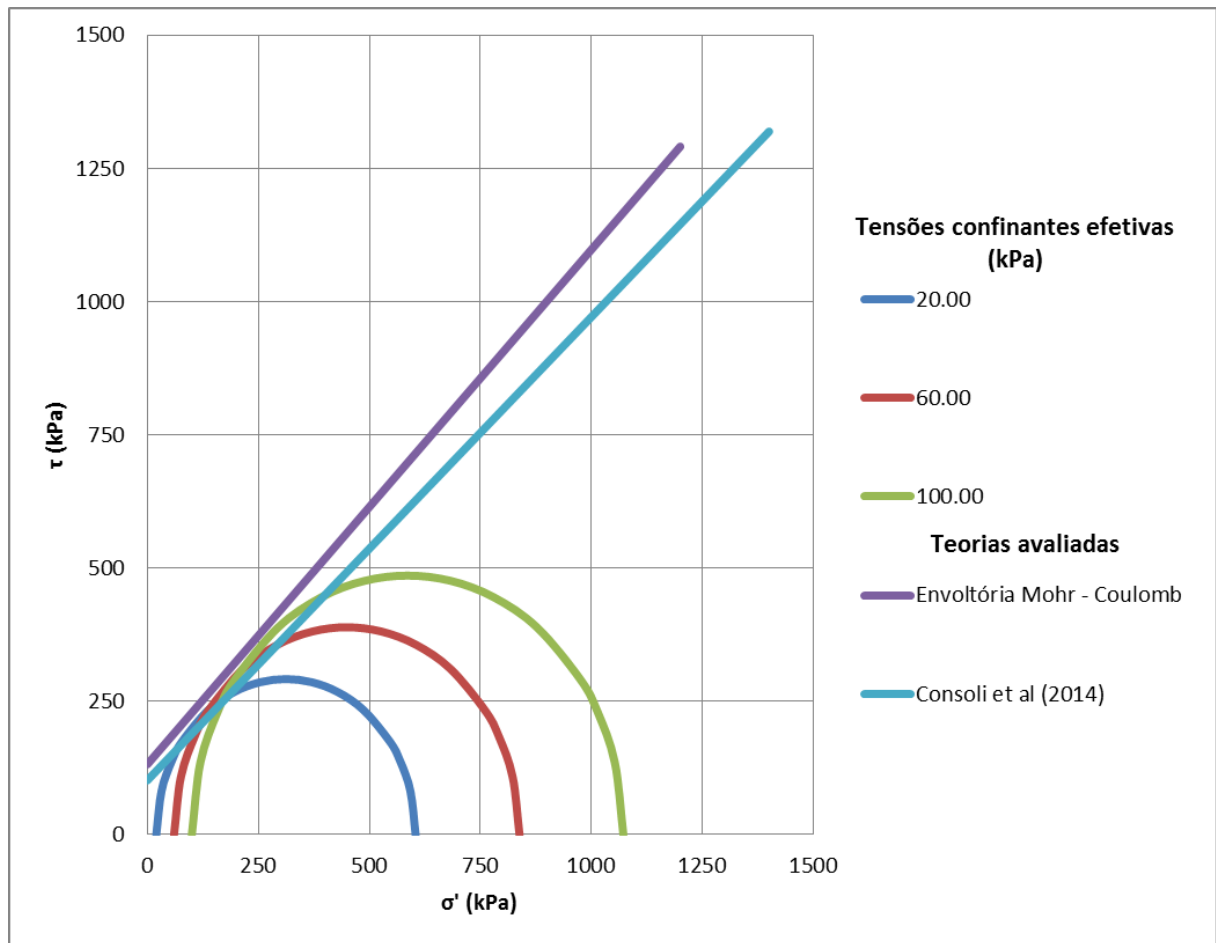
enquanto a média dos três ensaios de resistência à compressão diametral forneceu um valor de resistência à tração de 58,37 kPa. Dessa forma, o valor do escalar ξ pode ser determinado pela razão entre o segundo e o primeiro valor, obtendo-se 0,128. O valor da resistência à compressão simples e o valor do escalar ξ podem então ser substituídos nas equações 6 e 7 definidas no capítulo 6, obtendo-se os seguintes valores de coesão efetiva e ângulo de atrito interno efetivo:

a) coesão efetiva = 102 kPa;

b) ângulo de atrito interno efetivo = 41 graus.

A Figura 34 ilustra os círculos de Mohr, a envoltória de Mohr-Coulomb e a envoltória obtida com base na abordagem de Consoli (2014).

Figura 34 – Comparativo entre teoria de Mohr-Coulomb e Consoli (2014) para a mistura areia de Osório-cimento Portland-fibra de polipropileno



(fonte: elaborado pelo autor)

A tabela 10 resume os parâmetros de resistência obtidos pelas duas teorias abordadas no presente trabalho, permitindo uma comparação entre elas.

Tabela 10 – Valores comparativos de parâmetros de resistência entre teorias de Mohr-Coulomb e Consoli (2014) para a mistura areia de Osório-cimento Portland-fibra de polipropileno

Teoria	Ângulo de atrito interno efetivo (°)	Coesão efetiva (kPa)
Mohr-Coulomb	44,00	132,00
Consoli (2014)	40,95	101,59

(fonte: elaborado pelo autor)

Observando a figura 34 e a tabela 10, nota-se que a nova abordagem de Consoli (2014) apresenta uma boa aproximação para os valores de coesão efetiva e ângulo de atrito interno

efetivo. A comparação somente é válida para a dosagem estudada, uma vez que não existem dados de valores de resistência à compressão simples e resistência à tração da mistura em função da porosidade e do teor de cimento Portland para uma variabilidade maior dessas grandezas.

7.3 CAULIM

Para a mistura de caulim-cal-fibra de polipropileno, Corte (2013, p. 64-65) estudou o comportamento mecânico à compressão simples e diametral e definiu as equações 11 e 12, que determinam, respectivamente, os valores de resistência à compressão simples e resistência à tração das misturas, para variações de cal entre 3% e 9% em relação à massa de solo seco e porcentagem de fibra de polipropileno (de 24 mm de comprimento e 0,023 mm de diâmetro) igual a 0,5%. As equações 11 e 12 definem os valores de resistência em função do valor de η/C_{av} (razão entre porosidade e teor volumétrico de cal). A autora verificou que o valor do escalar ξ para essa mistura é de 0,15.

$$q_u = 4,62 * 10^9 * \left(\frac{\eta}{C_{av}^{0,25}} \right)^{-4,30} \quad (\text{equação 11})$$

$$q_t = 0,69 * 10^9 * \left(\frac{\eta}{C_{av}^{0,25}} \right)^{-4,30} \quad (\text{equação 12})$$

O trabalho de Sachetti (2012) aborda o comportamento da mistura caulim-cal-fibra de polipropileno ao ensaio de compressão triaxial sob tensões confinantes efetivas de 20, 60 e 100 kPa. O autor realizou os experimentos com porcentagem de fibra de polipropileno também igual a 0,5%, porcentagem de cal em relação à massa de solo seco igual a 5%, portanto dentro do intervalo de validade das equações 11 e 12 definidas por Corte (2013), além de mesmo teor de umidade (20%), um dos valores de peso específico aparente seco trabalhado pela autora (1,50 g/cm³) e mesmo tempo de cura (28 dias). Esses valores determinam um valor de η/C_{av} igual a 14,88. Os valores de tensão desvio obtidos dos ensaios

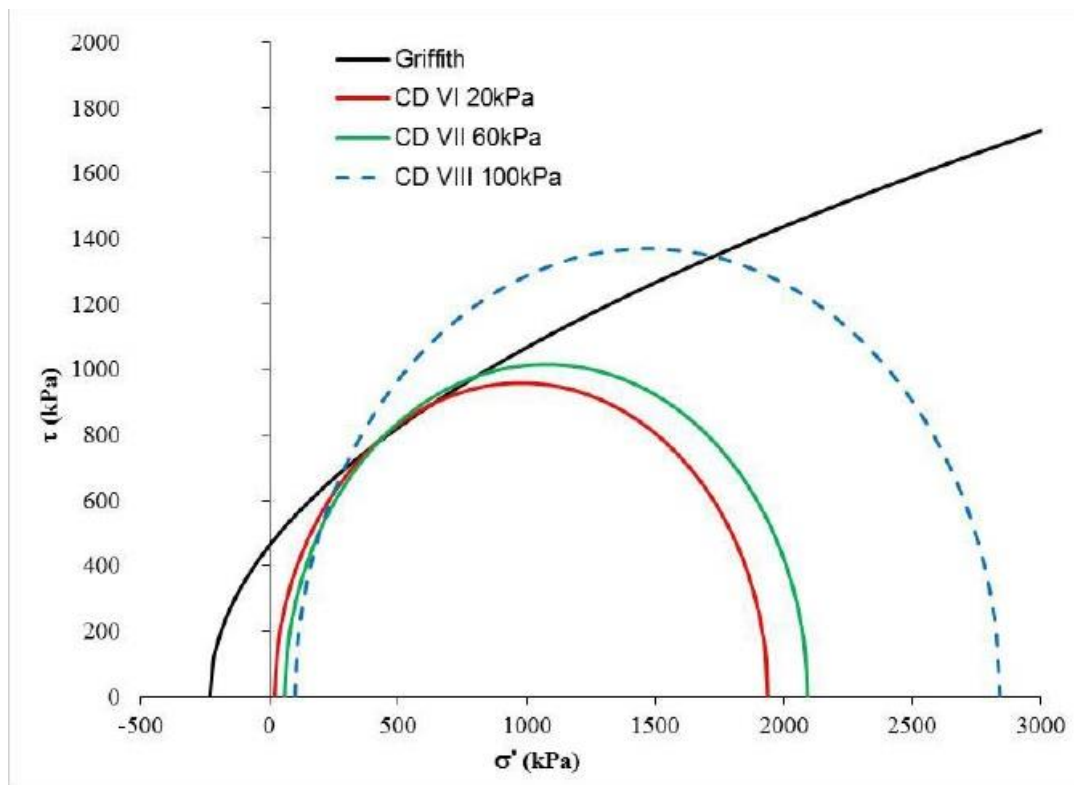
de compressão triaxiais realizados por Sachetti (2012) podem ser visualizados na tabela 11. Os círculos de Mohr, assim como a envoltória segundo a teoria de Griffith, utilizada pelo autor, podem ser visualizados na figura 35.

Tabela 11 – Resultados da tensão desvio máxima dos ensaios triaxiais da mistura de caulim realizada por Sachetti (2012)

Tensão confinante efetiva (kPa)	Tensão desvio máxima (kPa)
20	1938,00
60	2092,00
100	2840,00

(fonte: adaptado de SACHETTI, 2012, p. 64)

Figura 35 – Círculos de Mohr e envoltória de Griffith da mistura de caulim realizada por Sachetti (2012)



(fonte: SACHETTI, 2012, p. 77)

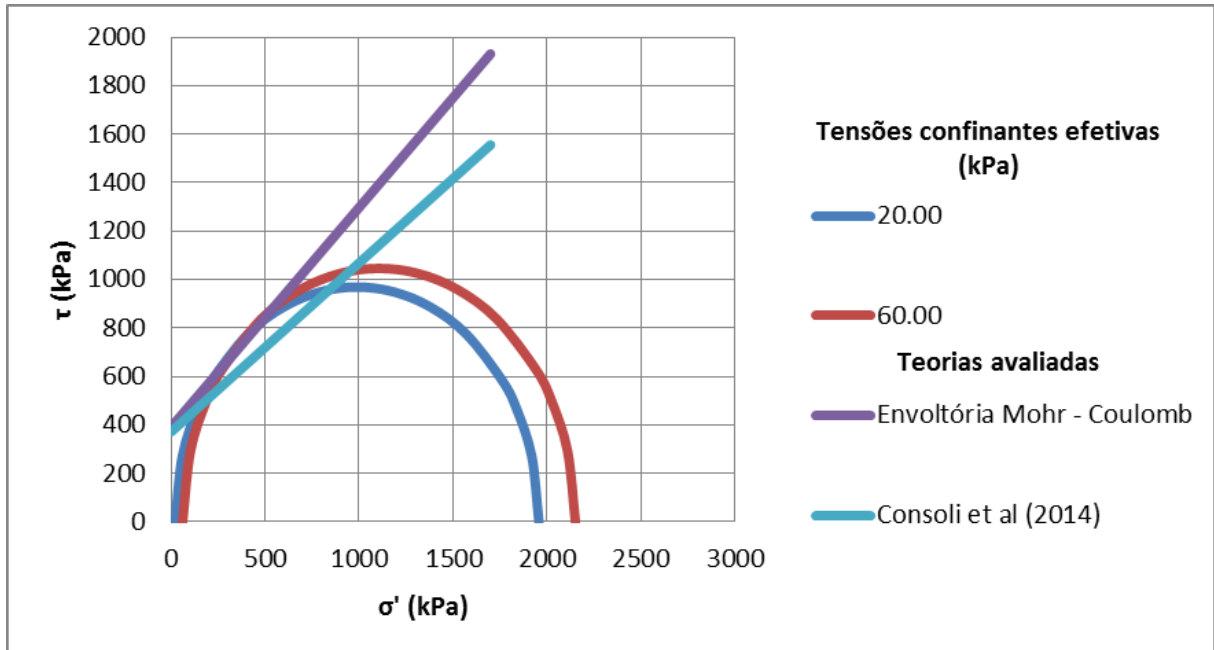
De posse dos dados dos ensaios de compressão triaxiais da tabela 11 obtidos por Sachetti (2012, p. 64), é possível definir os valores de coesão efetiva e ângulo de atrito interno efetivo pela teoria de Mohr-Coulomb, descrita na seção 4.4 deste trabalho. Salienta-se que o ensaio realizado sob tensão confinante efetiva de 100 kPa apresentou problemas e, portanto, foi

desconsiderado para fins de análise pelo autor. Ressalta-se que o autor obteve valores diferentes dos parâmetros de projeto, uma vez que utilizou em seu trabalho a teoria de Griffith para determinação de tais parâmetros.

Com os dados da equação da resistência à compressão simples da equação 11 e o valor de ξ igual a 0,15 obtido por Corte (2013, p. 65), substituídos nas equações 6 e 7, descritas no capítulo 6, a teoria de Consoli (2014) pode ser aplicada e comparada com a de Mohr-Coulomb. É importante salientar que o valor q_u da equação 11 é substituído no valor de σ_c da equação 7 para determinação da coesão efetiva, uma vez que ambos os valores representam a resistência à compressão simples.

A figura 36 ilustra os círculos de Mohr obtidos com os valores da tabela 11, assim como a envoltória de Mohr-Coulomb tangenciando os círculos. Salienta-se que o maior dos círculos de Mohr, que representa a tensão confinante de 100 kPa, não foi considerado para o traçado da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb. A linha que representa a envoltória obtida com os valores de coesão efetiva e ângulo de atrito interno efetivo da teoria de Consoli (2014) também está apresentada na figura 36. Os valores de 20 e 60 na legenda da figura 36 correspondem às tensões confinantes efetivas de cada círculo de Mohr. O círculo de Mohr obtido para tensão confinante efetiva de 100 kPa foi removido dessa figura devido aos problemas na execução do ensaio. Os valores exatos dos parâmetros de resistência obtidos em cada teoria podem ser observados na tabela 12.

Figura 36 – Comparativo entre teoria de Mohr-Coulomb e Consoli (2014) para a mistura caulim-cal-fibra de polipropileno



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 12 – Valores comparativos de parâmetros de resistência entre teorias de Mohr-Coulomb e Consoli (2014) para a mistura caulim-cal-fibra de polipropileno

Teoria	Ângulo de atrito interno efetivo (°)	Coesão efetiva (kPa)
Mohr-Coulomb	42,17	391,45
Consoli (2014)	34,85	372,03

(fonte: elaborado pelo autor)

Observando a figura 36 e a tabela 12, nota-se que a nova abordagem de Consoli (2014) é muito eficiente para uma aproximação do valor de coesão efetiva e apresenta uma boa aproximação para o ângulo de atrito interno efetivo. Salienta-se que essas conclusões podem ser feitas apenas para o intervalo de variação de teor de cal em relação à massa de solo seco definido no trabalho de Corte (2013).

8 CONCLUSÕES

A partir dos objetivos elaborados no início deste trabalho, do plano experimental e da análise dos resultados obtidos, esse capítulo aborda as conclusões realizadas. Também são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros.

8.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS

Os valores encontrados de resistência à compressão simples, resistência à tração e tensão desvio de ruptura, obtidos dos ensaios de resistência à compressão simples, resistência à compressão diametral e compressão triaxial, respectivamente, atingiram valores altos, o que justifica a estabilização de solos com agentes cimentantes e fibras de polipropileno. Esses materiais são, portanto, uma interessante alternativa a ser avaliada quando houver a necessidade de resolver o problema de solos com baixa capacidade de suporte.

Nos ensaios de resistência à compressão simples e resistência à compressão diametral, observou-se que a ruptura dos corpos de prova não acontecia de maneira repentina, justificando a utilização de fibras de polipropileno como um meio de tornar o comportamento da mistura mais próximo da ductilidade. Os valores das razões entre a resistência à tração e a resistência à compressão simples das amostras ensaiadas mostraram-se próximos dos valores encontrados na literatura. Os ensaios de resistência à compressão triaxial apresentaram maiores tensões desvio na ruptura quanto maior a tensão confinante efetiva utilizada no ensaio. Consequentemente os círculos de Mohr puderam ser traçados com sucesso para posterior traçado da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb. Adicionalmente, os ensaios de compressão triaxial apresentaram menor queda de resistência pós-pico, em comparação ao comportamento típico de materiais, disponíveis na literatura, que apresentam estabilização apenas com agente cimentante, o que salienta a importância das fibras no controle dessa perda de resistência.

8.2 COMPARATIVO ENTRE AS TEORIAS

O principal objetivo do presente Trabalho de Conclusão de Curso foi realizado com sucesso, uma vez que as comparações entre as teorias de Mohr-Coulomb e Consoli (2014) para determinação de valores de coesão efetiva e ângulo de atrito interno efetivo de uma maneira mais prática foram realizadas com sucesso. Os valores dos parâmetros de resistência determinados pelas diferentes teorias apresentaram boa proximidade de uma maneira geral, mostrando que, conforme a teoria de Consoli (2014), os ensaios de resistência à compressão simples e resistência à compressão diametral podem ser aplicados para uma determinação aproximada e preliminar de parâmetros de resistência para as misturas estudadas, estando dentro dos limites de dosagem abordados nesse estudo. A importância de tais previsões se dá em avaliações de anteprojeto, uma vez que muitas vezes é necessário obter os parâmetros de resistência de maneira rápida e barata para tal etapa de um projeto. Portanto, todas as avaliações realizadas nesse trabalho se mostraram com valores aceitáveis para essa análise preliminar.

A aplicação da teoria de Consoli (2014) para previsão de parâmetros de resistência mostra-se fundamental para projetos onde se deseja melhorar o comportamento do solo local pela técnica de estabilização de solos, como projetos de fundações, pavimentos, aterros, entre outros. A teoria torna possível a determinação preliminar de parâmetros de resistência por ensaios de simples execução em laboratório.

8.3 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Algumas sugestões para ampliação do estudo de solos estabilizados com agentes cimentantes e fibras de polipropileno, assim como a aplicação da teoria de Consoli (2014) são descritas a seguir:

- a) Realizar um estudo racional de dosagem da mistura de areia de Osório-cimento Portland-fibra de polipropileno para diferentes valores de η/C_{iv} , de modo a poder realizar um estudo mais amplo como o realizado para as outras duas misturas analisadas nesse trabalho;
- b) Analisar a teoria de Consoli (2014) para misturas com outras fibras, como lã de vidro e polietileno;
- c) Analisar a teoria de Consoli (2014) variando o agente cimentante.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Guia básico de utilização do cimento Portland**. 7. ed. São Paulo, 2002.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12253**: solo-cimento – dosagem para emprego como camada de pavimento. Rio de Janeiro, 1992.
- CONSOLI, N. C. A method proposed for the assessment of failure envelopes of cemented sandy soils. **Engineering Geology**, n. 169, p. 61-68. 2014.
- CONSOLI, N. C.; CORTE, M. B.; FESTUGATO, L. Key parameter for tensile and compressive strength of fiber-reinforced soil-lime mixtures. **Geosynthetics International**, [Minnesota], v. 19, n. 5, p. 409-414, July 2012.
- CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FLOSS, M. F.; FESTUGATO, L. Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [New York]: ASCE, v. 136, n. 5, p. 759-763, May 2010.
- CONSOLI, N. C.; de MORAES, R. R.; FESTUGATO, L. Parameters controlling tensile and compressive strength of fiber-reinforced cemented soil. **Journal of Materials in Civil Engineering**, [New York]: ASCE, v. 25, n. 10, p. 1568-1573, Oct. 2013.
- CONSOLI, N. C.; LOPES JUNIOR, L. da S.; CONSOLI, B. S.; FESTUGATO, L. Mohr-Coulomb failure envelopes of lime-treated soils. **Géotechnique**, [United Kingdom], v. 64, n. 2, p. 165-170, 2014.
- CONSOLI, N. C.; VENDRUSCOLO, M. A.; PRIETTO, P. D. M. Behavior of plate load tests on soil layers improved with cement and fiber. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [New York]: ASCE, v. 129, n. 1, p. 96-101, Jan. 2003.
- CONSOLI, N. C.; VENDRUSCOLO, M. A.; FONINI, A.; DALLA ROSA, F. Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementations rang. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 27, p. 196-203, 2009.
- CONSOLI, N. C.; ZORTÉA, F.; de SOUZA, M.; FESTUGATO, L. Studies on the dosage of fiber-reinforced cemented soils. **Journal of Materials in Civil Engineering**, [New York]: ASCE, v. 23, n. 12, p. 1624-1632, 2011.
- CORTE, M. B. **Misturas solo-cal-fibra: comportamento mecânico à compressão e tração**. 2013. 68 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.
Disponível em:
<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/78221/000896891.pdf?sequence=1&locale=pt_BR>. Acesso em 17 out. 2015.
- CRAIG, R. F. **Mecânica dos solos**. 7. ed. (reimpr.). Rio de Janeiro: LTC, 2007. (reimpr. 2012).

DALLA ROSA, A. **Estudo dos parâmetros-chave no controle da resistência de misturas solo-cinza-cal.** 2009. 198 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009. Disponível em:

<<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/17359/000714655.pdf?sequence=1>>.

Acesso em: 17 jun. 2015.

FESTUGATO, L. **Análise do comportamento mecânico de um solo micro-reforçado com fibras de distintos índices aspecto.** 2008. 145 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008. Disponível em:

<<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/14740/000668191.pdf?sequence=1>>.

Acesso em: 17 jun. 2015.

_____. **Comportamento mecânico de hidratação e respostas cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras.** 2011. 221 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

FEUERHARMEL, M. R. **Comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno.** 2000. 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000. Disponível em:

<<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/2804/000326387.pdf?sequence=1>>.

Acesso em: 17 jun. 2015.

FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados.** 2005. 144 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005. Disponível em:

<<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/7845/000558347.pdf?sequence=1>>.

Acesso em: 17 jun. 2015.

GUIMARÃES, J. E. P. **A Cal: fundamentos e aplicações na Engenharia Civil.** 1. ed. São Paulo: Pini, 1997.

JOHANN, A. D. R. **Metodologias para a previsão do comportamento mecânico e para a análise da variação da porosidade de um solo siltoso tratado com cal em diferentes tempos de cura.** 2013. 271 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013. Disponível em:

<<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/72907/000884779.pdf?sequence=1>>.

Acesso em: 17 jun. 2015.

LOPES JUNIOR, L. da S. **Parâmetros de controle da resistência mecânica de solos tratados com cal, cimento e rocha basáltica pulverizada.** 2007. 147 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007. Disponível em:

<<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/11804/000614159.pdf?sequence=1>>.

Acesso em: 17 jun. 2015.

_____. **Metodologia de previsão do comportamento mecânico de solos tratados com cal.** 2011. 226 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

PINTO, C. de S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas.** 3. ed. (2. reimpr.). São Paulo: Oficina de Textos, 2006. (reimpr. 2011).

ROCHA, R. M. da. **Melhoria de solos argilosos: influência da concentração de cal e da porosidade na resistência à tração.** 2013. 61 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013. Disponível em:

<<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/79783/000897514.pdf?sequence=1>>.

Acesso em: 17 jun. 2015.

ROSA, D. A. **Validação da relação vazios/cimento na estimativa da resistência à compressão simples do caulim artificialmente cimentado.** 2010. 79 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010. Disponível em:

<<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/28558/000769507.pdf?sequence=1>>.

Acesso em: 27 out. 2015.

SACHETTI, A. S. **Solo reforçado com cal e fibras de polipropileno: comportamento quando submetido à compressão triaxial.** 2012. 83 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013. Disponível em:

<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/79748/000896616.pdf?sequence=1&locale=pt_BR>. Acesso em: 18 out. 2015.

_____. **Nova abordagem para previsão de parâmetros de resistência ao cisalhamento de uma areia artificialmente cimentada.** 2014. 138 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014. Disponível em:

<<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/118823/000966960.pdf?sequence=1>>.

Acesso em: 18 out. 2015.

SKEMPTON, A. W. The pore-pressure coefficients A and B. **Geotechnique Letters**, Institute of Civil Engineers, v. 4, n. 1, p. 143-147, Aug. 1954.

VENDRUSCOLO, M. A. **Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solo melhorado.** 1996. 141 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996. Disponível em:

<<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/1453/000188983.pdf?sequence=1>>.

Acesso em: 17 jun. 2015.